Loretta BATALI

CALCULUL LUCRĂRILOR DE SUSŢINERE

VOLUMUL I

UNIVERSITATEA TEHNICĂ DE CONSTRUCŢII BUCUREŞTI
BIBLIOTECĂ
Nr. Inv. 446429

CONSPRESS BUCUREŞTI

2007

EDITURA CONSPRESS
este acreditată de
Consiliul Național al Cercetării Științifice din Învățământul Superior

Descrierea CIP a Bibliotecii Naționale a României

BATALI, LORETTA
Calculul lucrărilor de susținere : vol. I / Loretta Batali. - București : Conspress, 2007
Bibliogr.
ISBN 978-973-100-008-9 ;
ISBN 978-973-100-009-7

624.137

Colecția Carte universitară

CONSPRESS

B-dul Lacul Tei nr.124, sector 2, cod 020396, București
Tel.: (021) 2422719 / 169; Fax: (021) 242 0781

PREFAȚĂ

Lucrările de susținere reprezintă un domeniu important al lucrărilor geotehnice, des întâlnit în practică.

Într-o clasificare foarte generală se pot împărți lucrările de susținere în două mari categorii:
- lucrări de susținere a excavațiilor,
- lucrări de susținere a pantelor instabile.

Prezentul volum constituie partea I a lucrării *„Calculul lucrărilor de susținere"* și tratează următoarele tematici:

1. Împingerea pământului asupra lucrărilor de susținere
2. Sprijinirile simple pentru excavații
3. Zidurile de sprijin clasice
4. Lucrările de consolidare a versanților instabili cu elemente fișate (piloți, coloane, barete)
5. Lucrările de susținere din pământ armat cu materiale geosintetice.

Volumul II va cuprinde capitole dedicate calculului pereților îngropați, ancorajelor, batardourilor, precum și a utilizării metodei elementului finit pentru calculul lucrărilor de susținere. Acest al doilea volum va putea aduce și elemente suplimentare de corelare cu noul normativ de proiectare a lucrărilor de susținere, pe baza Eurocod, în curs de elaborare la Ministerul Dezvoltării, Lucrărilor Publice și Locuințelor sub coordonarea Conf. dr. ing. Loretta Batali.
De asemenea, va conține aplicații practice pentru fiecare capitol.

Lucrarea este concepută pe baza tematicii cursului de *„Stabilitatea pantelor și lucrări de sprijinire"* de la specializarea Inginerie Geotehnică – Studii Aprofundate, Facultatea de Construcții Civile, Industriale și Agricole a Universității Tehnice de Construcții București, dar este utilă și studenților din anii III ai UTCB la cursurile de *„Geotehnică"*, *„Mecanica pământurilor"*, „Fundații" și ai anului IV al Facultății de Hidrotehnică pentru cursul de *„Alunecări de teren"*, ca și proiectanților.

Cartea cuprinde elemente de bază necesare calculului lucrărilor de susținere, atât pentru cele utilizate la excavațiile adânci sau mai puțin adânci, cât și pentru cele folosite pentru consolidarea versanților instabili.

Autorul

CUPRINS

CAPITOLUL I. PRESIUNEA MASIVELOR DE PĂMANT ASUPRA LUCRĂRILOR DE SUSȚINERE 7
I.1. Principii de bază 9
I.2. Teoria Rankine 9
I.2.1. Presiunea în stare de repaos 9
I.2.2. Presiunea activă 10
I.2.3. Rezistența pasivă 13
I.3. Teoria Coulomb 15
I.3.1. Presiunea activă 15
I.3.2. Rezistența pasivă 17
I.3.3. Metoda grafică Culman 19
I.4. Probleme practice de calcul a presiunii masivelor de pământ 22
I.4.1. Efectul unei suprasarcini 22
I.4.2. Efectul apei subterane 24
I.4.3. Calculul presiunii masivelor stratificate 25
I.4.4. Efectul solicitărilor seismice 26
I.4.5. Presiunea masivelor coezive 29
I.4.6. Parametri utilizați pentru calculul presiunii pământului 30
I.5. Critica teoriilor Rankine şi Coulomb 32

CAPITOLUL II. SPRIJINIRI SIMPLE 33
II.1. Generalități 33
II.2. Tipuri de sprijiniri simple 33
II.2.1. Sprijiniri cu dulapi orizontali 33
II.2.2. Sprijiniri cu dulapi verticali 37
II.3. Împingerea pământului asupra lucrărilor de sprijinire simple 40
II.4. Calculul sprijinirilor simple 42
II.4.1. Calculul sprijinirilor cu dulapi verticali 42
II.4.2. Calculul sprijinirilor cu dulapi orizontali 45
II.4.3. Stabilitatea generală a excavațiilor şpraițuite 46

CAPITOLUL III. ZIDURI DE SPRIJIN 49
III.1. Generalități 49
III.2. Tipuri de ziduri de sprijin 49
III.2.1. Ziduri de greutate 49
III.2.2. Ziduri cornier 53
III.3. Particularități ale evaluării împingerii pământului asupra zidurilor de sprijin 55
III.3.1. Cazul paramentului frânt 55
III.3.2. Cazul suprafeței înclinate sau frânte a terenului 55
III.3.3. Cazul zidului cornier cu talpă cu consolă lungă 57
III.3.4. Cazul zidului cornier cu talpă cu consolă scurtă 57
III.3.5. Cazul zidului cornier cu consolă de descărcare 58
III.3.6. Cazul umpluturii înguste 59
III.3.7. Efectul compactării 60
III.3.8. Cazul pantelor supuse la curgere lentă 61

III.4. Calculul zidurilor de sprijin 63
III.4.1. Predimensionarea zidurilor de sprijin 64
III.4.2. Verificarea la alunecare pe talpă 64
III.4.3. Verificarea la răsturnare 68
III.4.4. Verificarea presiunilor pe teren 69
III.4.5. Verificarea stabilității globale 70
III.4.6. Dimensionarea armăturii zidurilor cornier 71
III.4.7. Calculul zidurilor cu contraforți 73
III.4.8. Calculul zidurilor din gabioane 74
III.4.9. Calculul zidurilor din căsoaie 74

CAPITOLUL IV. LUCRĂRI DE CONSOLIDARE A VERSANȚILOR INSTABILI CU ELEMENTE FIȘATE 89
IV.1. Generalități 89
IV.2. Tipuri de lucrări de consolidare cu elemente fișate 92
IV.3. Parametri de calcul pentru lucrările de consolidare fișate 97
IV.3.1. Lățimea de calcul, b_c 97
IV.3.2. Determinarea rigidității elementelor fișate 100
IV.3.3. Determinarea coeficientului de pat al terenului 100
IV.4. Calculul elementelor fișate rigide 103
IV.5. Calculul elementelor fișate flexibile 108
IV.5.1. Generalități 108
IV.5.2. Evaluarea forței totale rezistente necesare 109
IV.5.3. Evaluarea împingerii terenurilor alunecătoare pe elementele fișate de consolidare 110
IV.5.4. Distanța optimă între piloți 117
IV.5.5. Determinarea lungimii de încastrare a elementelor fișate 118
IV.5.6. Calculul eforturilor și deformațiilor piloților 121
IV.5.7. Analiza amplasării lucrărilor de consolidare 127
IV.6. Analiza stabilității pantelor în prezența lucrărilor de consolidare 132

CAPITOLUL V. LUCRĂRI DE SUSȚINERE DIN PĂMANT ARMAT CU MATERIALE GEOSINTETICE 137
V.1. Generalități 137
V.2. Tipuri de lucrări de susținere din pământ armat 138
V.3. Tipuri de armături și elemente de fațadă 141
V.4. Particularități ale evaluării împingerii pământului asupra structurilor de sprijin din pământ armat 147
V.5. Calculul structurilor de susținere din pământ armat 151
V.5.1. Mecanisme de transfer 151
V.5.2. Principii generale de calcul a structurilor de sprijin din pământ armat 152
V.5.3. Predimensionarea structurilor de pământ armat 153
V.5.4. Verificarea stabilității externe 154
V.5.5. Verificarea stabilității interne 160
V.5.6. Structuri de sprijin suprapuse 175
V.5.7. Structuri de sprijin gemene (*back –to – back walls*) 177

BIBLIOGRAFIE 179

CAPITOLUL I. PRESIUNEA MASIVELOR DE PĂMÂNT ASUPRA LUCRĂRILOR DE SUSȚINERE

I.1. Principii de bază

Forța laterală exercitată de masivele de pământ asupra lucrărilor de susținere reprezintă un parametru fundamental în proiectarea acestor tipuri de lucrări inginerești, fie că sunt destinate a susține pereții unei excavații, fie că asigură consolidarea pantelor instabile.

Presiunea pământului se dezvoltă în timpul deplasărilor masivelor de pământ, dar înainte ca acesta să cedeze. Drept criteriu de cedare este adoptat, în marea majoritatea a teoriilor, criteriul Mohr – Coulomb.

În paragrafele ce urmează vor fi prezentate principalele teorii utilizate în *Mecanica pământurilor*, dar și o critică a lor.

Natura și intensitatea acțiunii pe care masivele de pământ o exercită asupra lucrărilor de susținere depinde de posibilitățile de deplasare și deformare ale elementului de sprijin. Din acest punct de vedere apar trei cazuri distincte:

1. Elementul de susținere este absolut rigid, nu se deplasează și nu se rotește.

Este cazul structurilor foarte rigide, ca de exemplu galeriile de metrou.

În acest caz acțiunea exercitată de pământ asupra elementului de susținere se numește presiune în stare de repaus, P_0 (Figura I-1).

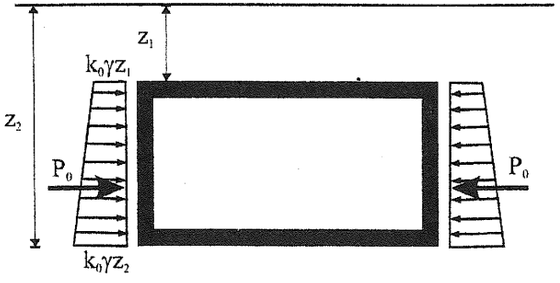


Figura I-1. Presiunea în stare de repaus

2. Elementul de susținere se poate deplasa în sensul îndepărtării de masiv

În acest caz masivul din spatele elementului de susținere se destinde, împingerea micșorându-se față de situația anterioară, de repaus. La un moment dat, pentru o anumită valoare, Δ a deplasării elementului de susținere, se produce

desprinderea unei părți din masiv. Împingerea totală exercitată de masiv în acest moment poartă numele de presiunea activă a pământului, P_a (Figura I-2).

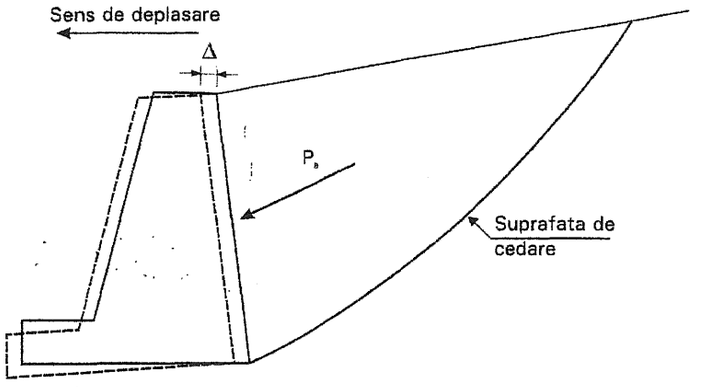


Figura I-2. Presiunea activă a pământului

3. Elementul de susținere se poate deplasa în sensul apropierii de masiv.

În această situație masivul de pământ este comprimat, rezultând o majorare a presiunii acestuia asupra elementului de susținere. La un moment dat, când se atinge o anumită valoare a deplasării, Δ, o porțiune din masiv se desprinde de-a lungul unei suprafețe de cedare, iar presiunea atinge valoarea sa maximă, numită rezistență pasivă, P_p (Figura I-3).

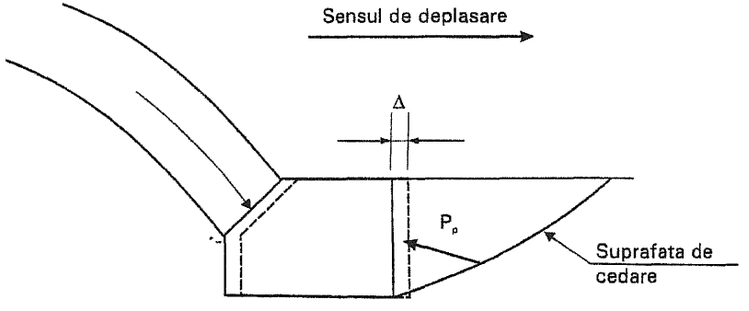


Figura I-3. Rezistența pasivă a pământului

În cazul presiunii active, elementul de construcție trebuie să fie capabil să reziste acțiunii respective, iar în cazul rezistenței pasive, pământul trebuie să asigure preluarea forței respective.

Există situații, cum ar fi cea a pereților îngropați, în care se mobilizează atât presiunea activă, cât și rezistența pasivă.

Atât presiunea activă, cât și rezistența pasivă presupun îndeplinirea condiției de rupere în masivul de pământ.

Deplasările necesare pentru îndeplinirea condițiilor de mobilizare a rezistenței pasive sunt mult mai mari decât cele pentru care apare presiunea activă. De cele mai multe ori, astfel de deplasări nu se pot atinge în realitate, de aceea în proiectare se contează doar pe o fracțiune din valoarea rezistenței pasive.

Dacă deplasările elementului de susținere în sensul îndepărtării de masiv nu sunt suficiente, presiunea pământului se va situa undeva între P_0 și P_a.

Pentru evaluarea acestor valori ale împingerii pământului se pot utiliza diferite teorii, dintre care cele mai utilizate sunt: teoria Rankine, bazată pe considerarea stării limită de eforturi în teren și teoria Coulomb, bazată pe considerarea echilibrului limită al unui prism de cedare.

I.2. Teoria Rankine

I.2.1 Presiunea în stare de repaus

Cu notațiile din Figura I-1, presiunea în stare de repaus la o anumită cotă, z poate fi calculată cu formula:

$$p_0 = \gamma z k_0,$$

unde: γ este greutatea volumică a pământului, z este adâncimea, iar k_0 se numește coeficient al presiunii în stare de repaus.

Împingerea totală în stare de repaus este dată de rezultanta, P_0 a diagramei de presiune. Astfel, pentru un perete de înălțime H, rezultă:

$$P_0 = \frac{1}{2}\gamma H^2 k_0. \qquad \textit{(Ec. I-1)}$$

Coeficientul k_0 depinde de natura pământului și de istoria de încărcare. Pentru nisipuri, ca și pentru argile normal consolidate, k_0 poate fi calculat cu suficientă precizie cu ajutorul următoarei relații:

$$k_0 = 1 - \sin\phi', \qquad \textit{(Ec. I-2)}$$

unde ϕ' este unghiul efectiv de frecare internă.

Coeficientul k_0 poate fi determinat experimental, cu ajutorul încercării de compresiune triaxiale, dar trebuie subliniat faptul că, dată fiind modificarea stării de eforturi din masiv în timpul realizării forajului și prelevării probelor, este foarte importantă recrearea cât mai fidelă a condițiilor de eforturi din teren.

Se pot utiliza și relații empirice de determinare, funcție, de exemplu, de indicele de plasticitate, I_P și de raportul de supraconsolidare, *RSC*.

Deoarece, în stare de repaus, deformarea în direcție orizontală este împiedicată de terenul din jur, efortul orizontal, σ_h poate fi calculat cu ajutorul teoriei elasticității, rezultând pentru k_0 următoarea expresie:

$$k_0 = \frac{\nu}{1-\nu}, \qquad \text{(Ec. I-3)}$$

unde ν este coeficientul lui Poisson.

I.2.2 Presiunea activă

În teoria Rankine, se face ipoteza că împingerea exercitată de un masiv delimitat de o suprafață plană, orizontală sau înclinată, asupra unui perete vertical este paralelă cu suprafața terenului. Acest fapt revine la a considera drept nulă frecarea dintre perete și teren (perete neted).

Se consideră condiția de cedare plastică în masivul de pământ.

Pentru un pământ necoeziv se obține situația din Figura I-4. Efortul vertical rămâne constant, egal cu γz, iar, pe măsură ce peretele se deplasează, efortul orizontal, inițial egal cu presiunea în stare de repaus, p_0, scade până la valoarea p_a.

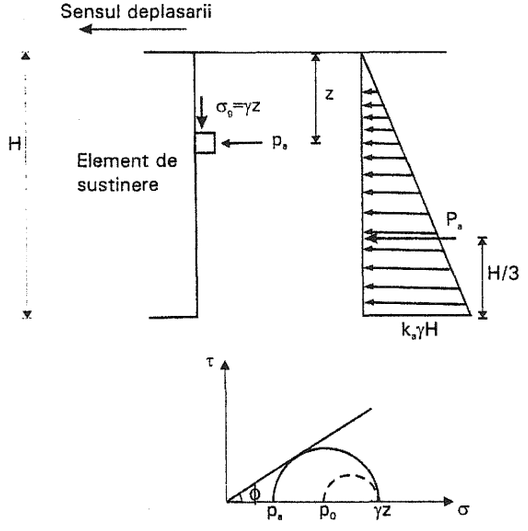


Figura I-4. Teoria Rankine pentru presiunea activă. Pământ necoeziv

Scriind condiția de rupere, respectiv condiția de tangență a cercului eforturilor la dreapta intrinsecă, rezultă:

$$p_a = \gamma z k_a, \qquad \text{(Ec. I-4)}$$

unde k_a este coeficientul presiunii active, egal cu:

$$k_a = tg^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right). \qquad \text{(Ec. I-5)}$$

Forța rezultantă pe unitatea de lungime a peretelui este:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 k_a. \qquad \text{(Ec. I-6)}$$

În cazul unui pământ coeziv, cercul eforturilor este cel din Figura I-5.

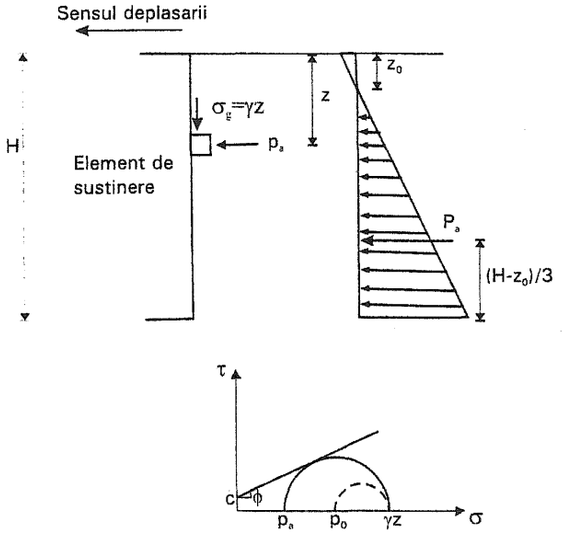


Figura I-5. Teoria Rankine pentru presiunea activă. Pământ coeziv

Rezultă:

$$p_a = \gamma z k_a - 2c\sqrt{k_a}, \qquad \text{(Ec. I-7)}$$

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 k_a - 2cH\sqrt{k_a}. \qquad \text{(Ec. I-8)}$$

Adâncimea la care presiunea activă se anulează se determină punând condiția $p_a = 0$:

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}}, \qquad \text{(Ec. I-9)}$$

iar înălțimea teoretică pe care pământul s-ar menține nesprijinit la verticală se obține punând condiția $P_a = 0$:

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma\sqrt{k_a}}. \qquad \text{(Ec. I-10)}$$

Teoria Rankine poate fi aplicată şi pentru o suprafață a terenului înclinată cu un unghi β față de orizontală. În acest caz, presiunea activă, paralelă cu suprafața terenului, pentru un pământ necoeziv, este egală cu (Figura I-6):

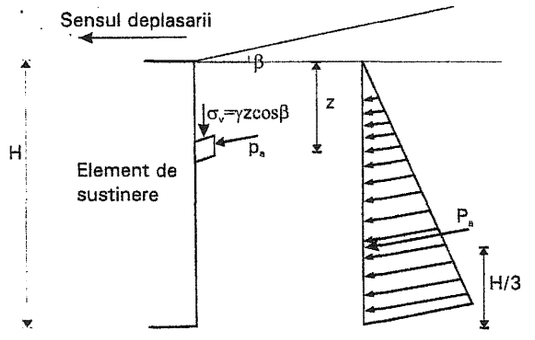


Figura I-6. Teoria Rankine pentru presiune activă. Pământ necoeziv, teren înclinat față de orizontală

$$p_a = \gamma z k_a \cos\beta, \qquad \text{(Ec. I-11)}$$

cu:

$$k_a = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}. \qquad \text{(Ec. I-12)}$$

Se obişnuieşte ca să se includă în expresia lui k_a pe $\cos\beta$, astfel că:

$$p_a = \gamma z k_a, \qquad \text{(Ec. I-13)}$$

cu:

$$k_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}. \qquad \text{(Ec. I-14)}$$

Pentru pământul coeziv se aplică aceleaşi formule ca mai sus.

I.2.3 Rezistența pasivă

În Figura I-7 este figurată schematic situația unui element de susținere vertical, neted, care se deplasează spre masivul necoeziv. Efortul orizontal care acționează asupra unui element de pământ creşte, în timp ce efortul vertical rămâne constant. La un moment dat, cercul eforturilor devine tangent la dreapta intrinsecă, presiunea laterală atingând în acest moment rezistența pasivă.

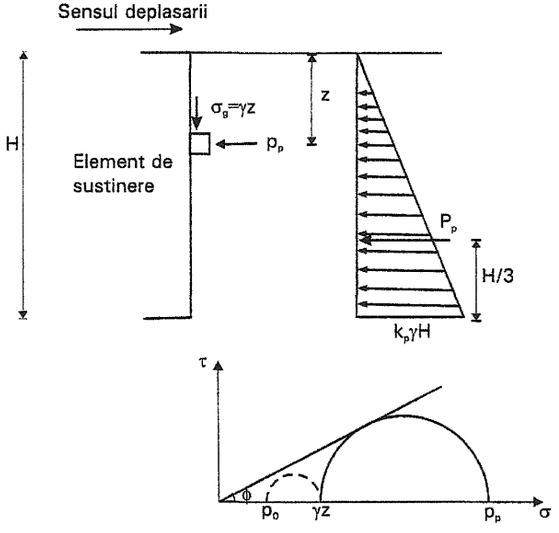


Figura I-7. Teoria Rankine pentru rezistența pasivă. Pământ necoeziv

Rezistența pasivă, p_p la cota z este egală cu:

$$p_p = \gamma z k_p, \qquad \text{(Ec. I-15)}$$

unde k_p este coeficientul rezistenței pasive, egal cu:

$$k_p = tg^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right). \qquad \text{(Ec. I-16)}$$

Forța rezultantă pe unitatea de lungime a peretelui este:

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 k_p. \qquad \text{(Ec. I-17)}$$

În cazul unui pământ coeziv, cercul eforturilor este cel din Figura I-8.

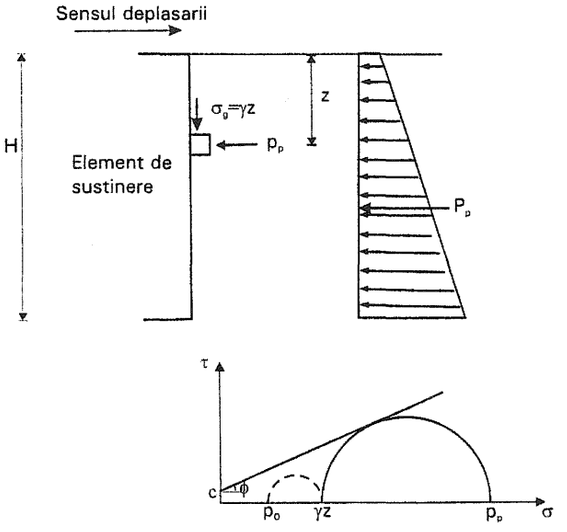


Figura I-8. Teoria Rankine pentru rezistența pasivă. Pământ coeziv

Rezultă:

$$p_p = \gamma z k_p + 2c\sqrt{k_p}\,, \qquad \textit{(Ec. I-18)}$$

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 k_p + 2cH\sqrt{k_p}\,. \qquad \textit{(Ec. I-19)}$$

În cazul <u>suprafeței înclinate a terenului</u> cu un unghi β și <u>teren necoeziv</u> (presiuni paralele cu suprafața terenului, Figura I-9):

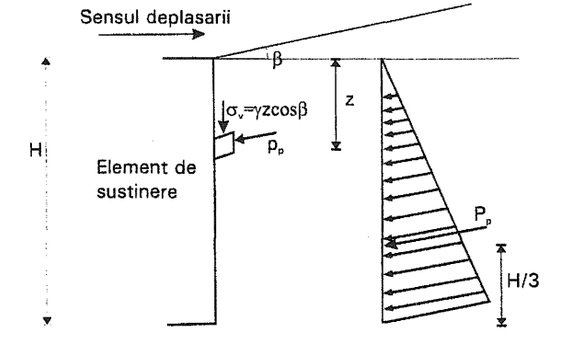


Figura I-9. Teoria Rankine pentru rezistența pasivă. Teren necoeziv, teren înclinat față de orizontală

$$p_p = \gamma z k_p\,, \qquad \textit{(Ec. I-20)}$$

cu:

$$k_p = \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}\,. \qquad \textit{(Ec. I-21)}$$

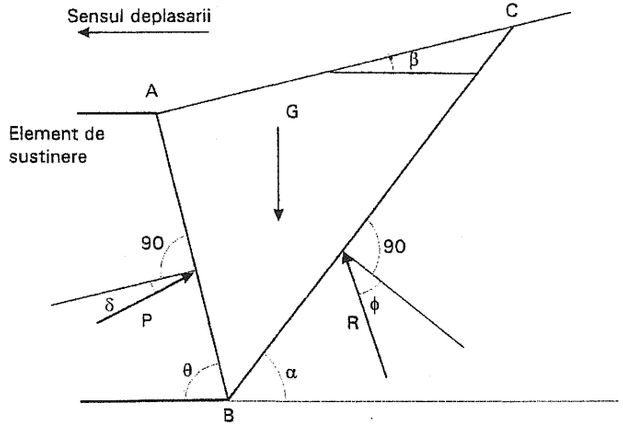
I.3. Teoria Coulomb

Teoria Coulomb consideră echilibrul prismului de cedare ce apare în spatele elementului de sprijin, atunci când deplasarea acestuia este suficient de mare pentru a produce starea limită activă sau pasivă.

Se fac următoarele ipoteze:
- pământ izotrop şi omogen,
- suprafață de cedare plană,
- suprafața terenului plană (orizontală sau înclinată),
- prismul de cedare este considerat un corp rigid,
- există frecare între perete şi pământ, exprimată cu ajutorul unghiul de frecare, δ.

I.3.1 Presiunea activă

În Figura I-10 sunt prezentate forțele implicate în echilibrul prismului de cedare ABC, delimitat de suprafața terenului (AC), înclinată cu unghiul β, de suprafața de cedare (BC), înclinată cu unghiul α față de orizontală şi de suprafața elementului de susținere (AB), înclinată cu unghiul θ față de orizontală.



Legendă: G – greutatea prismului ABC, P – presiunea pământului, R – reacțiunea terenului

Figura I-10. Teoria Coulomb. Presiune activă.

Scriind condiția de echilibru și de maxim pentru împingerea pământului, P, rezultă:

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \frac{\sin^2(\theta+\phi)}{\sin^2\theta \sin(\theta-\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\sin(\theta-\delta)\sin(\theta+\beta)}}\right]^2}. \qquad \text{(Ec. I-22)}$$

sau:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 k_a \qquad \text{(Ec. I-23)}$$

cu:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta+\phi)}{\sin^2\theta \sin(\theta-\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\sin(\theta-\delta)\sin(\theta+\beta)}}\right]^2}. \qquad \text{(Ec. I-24)}$$

Pentru cazul particular $\beta = \delta = 0$ și $\theta = 90°$ (perete vertical neted, suprafață orizontală a terenului), se obține aceeași expresie a presiunii active ca în teoria Rankine, respectiv:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right). \qquad \text{(Ec. I-25)}$$

În acest caz, unghiul α_0 pentru care împingerea pământului este maximă este egal cu:

$$\alpha_0 = 45 + \frac{\phi}{2}. \qquad \text{(Ec. I-26)}$$

Calculul împingerii active după Coulomb conduce doar la determinarea valorii împingerii totale. Direcția împingerii depinde de valoarea adoptată pentru frecarea dintre perete și pământ, δ.

Dacă se admite că împingerea variază liniar cu adâncimea, rezultă că, în cazul absenței unei suprasarcini, diagrama de presiuni este triunghiulară (Figura I-11).

La o adâncime z, presiunea activă, p_{az} este egală cu:

$$p_{az} = \gamma z k_a \frac{\sin\theta}{\cos\delta}. \qquad \text{(Ec. I-27)}$$

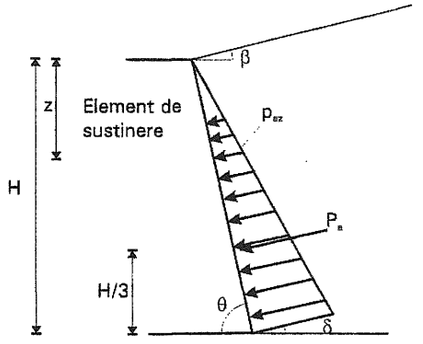


Figura I-11. Teoria Coulomb. Diagrama de presiuni active.

Atunci când pământul este coeziv, în echilibrul prismului de pământ ABC intervine și forța de coeziune, $C = c \cdot \overline{BC}$ (Figura I-12).

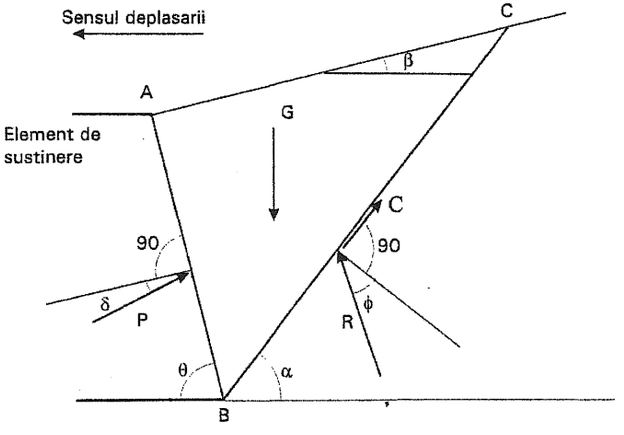


Figura I-12. Teoria Coulomb. Presiune activă, pământ coeziv

I.3.2 Rezistența pasivă

Schema de forțe în acest caz este prezentată în Figura I-13.

446429

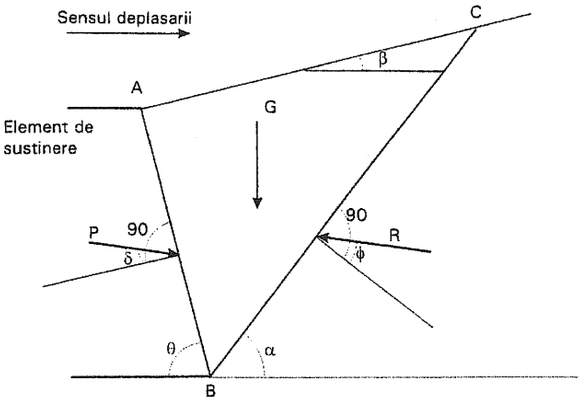


Figura I-13. Teoria Coulomb. Rezistența pasivă

În mod analog cu presiunea activă, rezultă:

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \frac{\sin^2(\theta+\phi)}{\sin^2\theta \sin(\theta-\delta)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\sin(\theta-\delta)\sin(\theta+\beta)}}\right]^2}. \qquad \text{(Ec. I-28)}$$

sau:

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 k_p \qquad \text{(Ec. I-29)}$$

cu:

$$k_p = \frac{\sin^2(\theta+\phi)}{\sin^2\theta \sin(\theta-\delta)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\sin(\theta-\delta)\sin(\theta+\beta)}}\right]^2}. \qquad \text{(Ec. I-30)}$$

Pentru cazul particular $\beta = \delta = 0$ şi $\theta = 90°$ (perete vertical neted, suprafață orizontală a terenului), se obține aceeaşi expresie a rezistenței pasive ca în teoria Rankine, respectiv:

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 \tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right). \qquad \text{(Ec. I-31)}$$

În acest caz, unghiul α_0 pentru care presiunea pământului este maximă este egal cu:

$$\alpha_0 = 45 - \frac{\phi}{2}. \qquad \text{(Ec. I-32)}$$

Considerând o distribuție triunghiulară pe adâncime, la o adâncime z, rezistența pasivă, p_{pz} este egală cu:

$$p_{pz} = \gamma z k_p \frac{\sin\theta}{\cos\delta}. \qquad \text{(Ec. I-33)}$$

Pentru pământ coeziv se procedează ca la presiunea activă, prin introducerea forței de coeziune, C.

I.3.3 Metoda grafică Culmann

Teoria lui Coulomb poate fi extinsă pentru calculul presiunii active şi rezistenței pasive în suprafețelor de teren neregulate utilizând metoda grafică Culmann.

Deoarece poziția planului de cedare nu este cunoscută, se analizează mai multe prisme de cedare, aşa cum este arătat în Figura I-14 pentru presiunea activă, în cazul pământului necoeziv.

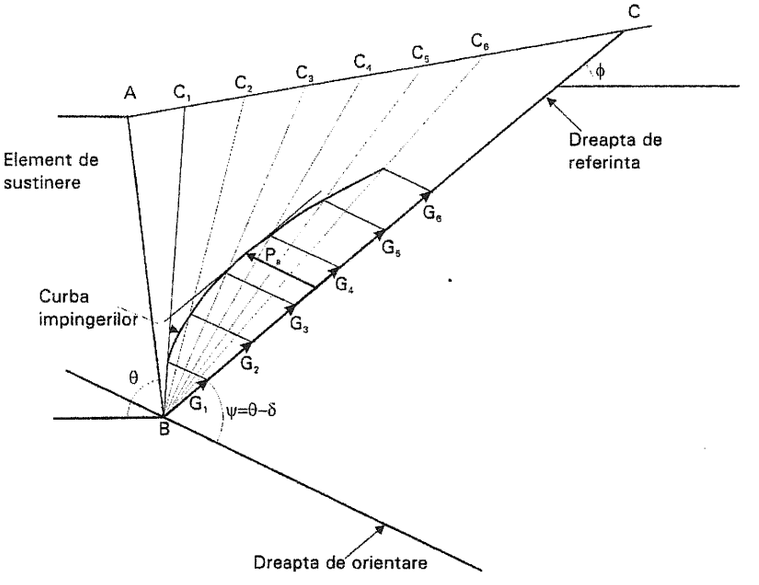


Figura I-14. Presiunea activă. Metoda grafică Culmann.

Etape:

- se desenează la o scară aleasă pentru lungimi elementul de susținere și suprafața terenului;
- se trasează dreapta de referință înclinată cu unghiul ϕ față de orizontală. Pentru un pământ necoeziv acesta este unghiul de taluz natural, deci, orice plan înclinat cu un unghi mai mic decât ϕ față de orizontală nu poate fi un plan de cedare. Prismele posibile vor fi căutate deasupra acestei drepte;
- segmentul AC este împărțit într-un număr de segmente, AC_1, C_1C_2 etc. Pentru comoditatea calculelor se recomandă alegerea unor segmente egale.
- se delimitează prismele ABC_1, ABC_2 etc.
- se calculează greutățile prismelor ABC_1 (notată cu G_1), ABC_2 (G_2) etc. Dacă există suprasarcini, rezultantele acestora corespunzătoare fiecărui prism vor fi incluse în greutățile respective.
- se alege o scară a forțelor, cu ajutorul căreia se delimitează pe dreapta de referință, începând cu punctul B, segmente egale cu greutățile G_1, G_2, ...
- se trasează dreapta de orientare, înclinată cu unghiul $\psi = \theta - \delta$ față de dreapta de referință;
- din extremitatea fiecărui segment reprezentând greutățile G_1, G_2, ... se duc drepte paralele cu dreapta de orientare până când se întâlnește prismul corespunzător (BC_1, BC_2,...);
- se unesc punctele de intersecție și se obține curba împingerilor;
- pentru a determina valoarea maximă a împingerii, care reprezintă presiunea activă, se duce o tangentă la curbă, paralelă cu dreapta de referință;
- din punctul de tangență se coboară o paralelă la dreapta de orientare, segmentul obținut pe paralelă reprezentând presiunea activă;
- se măsoară segmentul reprezentând presiunea activă și se pune la scara aleasă pentru forțe.

Pentru <u>cazul pământului coeziv</u>, se procedează în modul următor:

- pentru fiecare prism de pământ, ABC_1, ABC_2,...se exprimă echilibrul prin construirea poligonului forțelor, care trebuie să se închidă. Forțele implicate sunt cele din Figura I-12. Rezultă astfel valorile împingerilor P_1, P_2,...care se reprezintă la scara sub forma segmentelor C_1P_1, C_2P_2,... (Figura I-15), reprezentate față de suprafața terenului, considerată ca axă de referință.
- unind extremitățile segmentelor C_1P_1, C_2P_2,...rezulta curba împingerilor;
- tangenta la curbă paralelă cu linia de referință definește segmentul CP căruia îi corespunde presiunea activă, P_a.

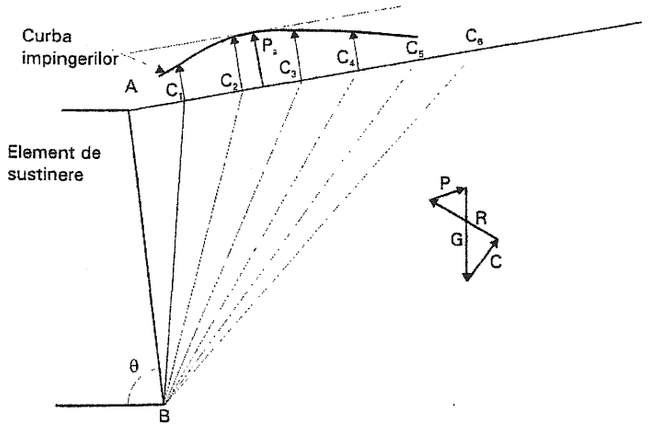


Figura I-15. Presiunea activă. Metoda grafică Culmann pentru pământ coeziv.

Pentru determinarea rezistenței pasive, construcția Culmann este prezentată în Figura I-16.

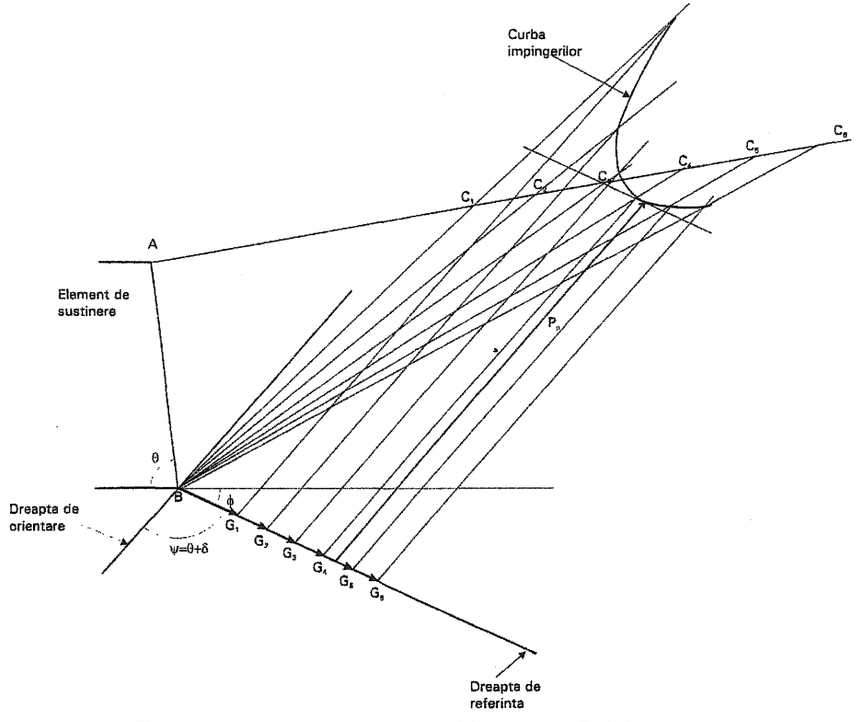


Figura I-16. Rezistența pasivă. Metoda grafică Culmann

Etape:

- se trasează dreapta de referință înclinată cu unghiul ϕ, în jos, față de orizontală;
- se trasează dreapta de orientare, înclinată cu unghiul $\psi = \theta + \delta$;
- se propun mai multe suprafețe posibile de cedare, BC_1, BC_2,..., cărora le corespund prismele ABC_1, ABC_2,...;
- pe dreapta de referință se reprezintă, la o scară aleasă a forțelor, greutățile prismelor ABC_1, ABC_2,..., respectiv G_1, G_2,...;
- din extremitățile vectorilor G_1, G_2,... se duc paralele la dreapta de orientare până la întâlnirea cu suprafețele posibile de cedare BC_1, BC_2,..;
- se unesc punctele de intersecție obținute, rezultând curba împingerilor;
- se trasează o tangentă la curba împingerilor paralelă cu dreapta de referință;
- din punctul de tangență se coboară o paralelă la dreapta de orientare, obținându-se un segment care, pus la scara forțelor, reprezintă rezistența pasivă, P_p.

I.4. Probleme practice de calcul a presiunii masivelor de pământ

I.4.1 Efectul unei suprasarcini

Se consideră valabilă teoria Rankine, elementul de susținere este vertical, neted, iar suprafața terenului orizontală. Pentru alte situații se extinde ceea ce urmează conform teoriilor acceptate pentru calcul.

Dacă pe întreaga suprafață a terenului se aplică o încărcare uniform distribuită, de intensitate q pe unitatea de suprafață și se consideră situația de regim, în care întreaga încărcare este preluată de scheletul solid al pământului, efortul efectiv vertical este sporit, la orice adâncime z, cu q.

Ca urmare, presiunea activă este majorată cu $k_a q$, iar rezistența pasivă cu $k_p q$.

Diagramele de distribuție ale presiunilor laterale din împingere activă și rezistență pasivă datorate existenței suprasarcinii q sunt constante pe adâncime (în Figura I-17 este dat exemplul presiunii active în cazul unui masiv necoeziv) și au drept forțe rezultante:

$$P_{aq} = k_a q H$$
$$P_{pq} = k_p q H \qquad \text{(Ec. I-34)}$$

Aceste presiuni se adaugă presiunii active sau rezistenței pasive calculate conform celor prezentate în paragrafele anterioare.

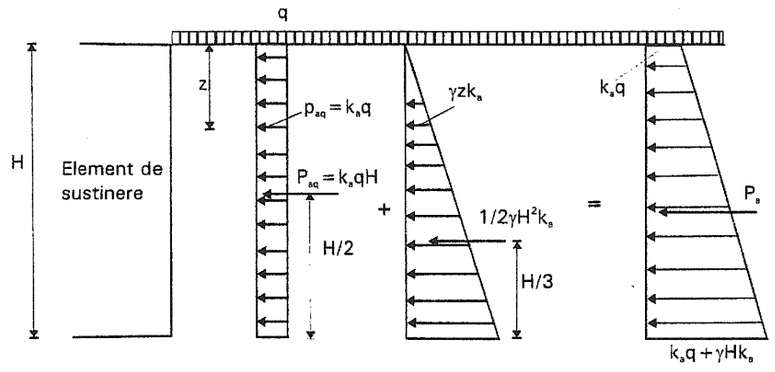


Figura I-17. Presiunea activă a masivelor de pământ necoezive datorată existenței unei suprasarcini

Rezultă că, în cazul general, cu suprasarcină și pentru un masiv coeziv, presiunea activă și rezistența pasivă la o adâncime z sunt egale cu:

$$p_a = \gamma z k_a + q k_a - 2c\sqrt{k_a}$$
$$p_p = \gamma z k_p + q k_p + 2c\sqrt{k_p} \qquad \text{(Ec. I-35)}$$

În cazul pământului coeziv și a împingerii active, suprasarcina are drept efect reducerea adâncimii zonei de întinderi din diagrama de presiuni, care este acum egală cu:

$$z_0 = \frac{2c\sqrt{k_a} - k_a q}{k_a \gamma}. \qquad \text{(Ec. I-36)}$$

Dacă $k_a q < 2c\sqrt{k_a}$, diagrama prezintă o zonă de întinderi (Figura I-18 – cazul a), iar forța rezultantă este dată numai aria diagramei presiunilor pozitive:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma (H - z_0)^2 k_a. \qquad \text{(Ec. I-37)}$$

Dacă $k_a q > 2c\sqrt{k_a}$, diagrama prezintă numai valori pozitive (Figura I-18 – cazul b), iar forța rezultantă este egală cu:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma (H - z_0)^2 k_a - \frac{1}{2}\gamma z_0^2 k_a = \frac{1}{2}\gamma (H - 2z_0) H k_a. \qquad \text{(Ec. I-38)}$$

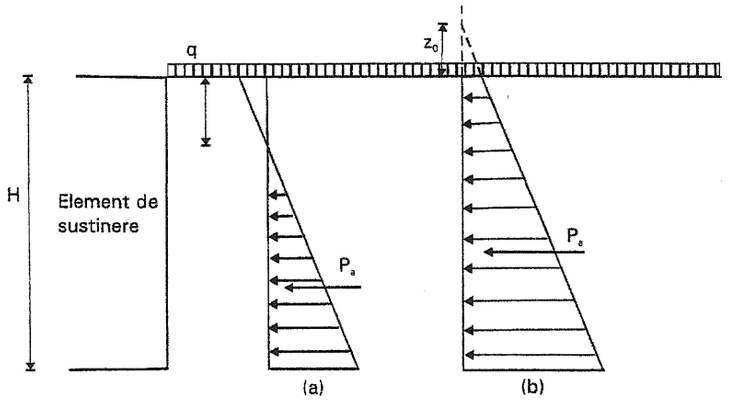


Figura I-18. Presiunea activă a masivelor de pământ coezive în cazul existenței unei suprasarcini

I.4.2 Efectul apei subterane

Sub nivelul apei subterane se lucrează în eforturi efective.
Se consideră situația din Figura I-19.

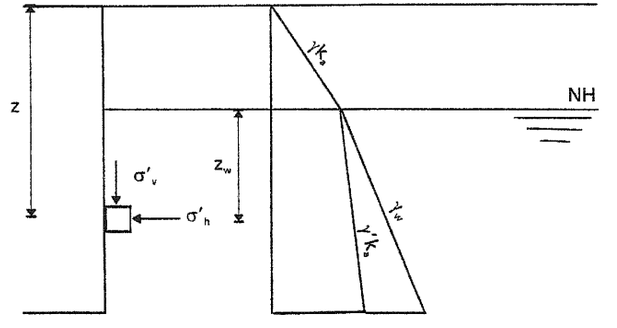


Figura I-19. Considerarea efectului apei subterane

Sub nivelul apei subterane:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = \gamma(z - z_w) + \gamma_{sat} z_w - \gamma_w z_w = \gamma(z - z_w) + (\gamma_{sat} - \gamma_w) z_w = \\ = \gamma(z - z_w) + \gamma' z_w \qquad \text{(Ec. I-39)}$$

iar efortul orizontal este egal cu:

$$\sigma'_h = k_a \sigma'_v + p_w = \gamma k_a (z - z_w) + \gamma' k_a z_w + \gamma_w z_w \qquad \text{(Ec. I-40)}$$

unde p_w este presiunea hidrostatică a apei la adâncimea z_w sub nivelul hidrostatic (NH).

I.4.3 Calculul presiunii masivelor stratificate

Când terenul este constituit din mai multe straturi, diagramele de presiuni active sau pasive nu mai sunt continuu crescătoare cu adâncimea, prezentând salturi în dreptul suprafețelor de separație, iar pantele sunt diferite funcție de caracteristicile straturilor.

În Figura I-20 este prezentat cazul presiunii active a unui masiv stratificat compus din straturi necoezive, deasupra nivelului hidrostatic, fără suprasarcină.

$$p_{a1} = \gamma_1 H_1 \tan^2\left(45° - \frac{\phi_1}{2}\right) \qquad \text{(Ec. I-41)}$$

Pentru calculul saltului Δp_{a1}, greutatea stratului 1, egală cu $\gamma_1 H_1$, este considerată ca o suprasarcină. Rezultă:

$$p_{a1-2} = \gamma_1 H_1 \tan^2\left(45° - \frac{\phi_2}{2}\right) \qquad \text{(Ec. I-42)}$$

şi

$$p_{a1-2} = p_{a1} + \Delta p_{a1-2}. \qquad \text{(Ec. I-43)}$$

De notat că, în funcție de valoarea unghiurilor ϕ_1 şi ϕ_2, saltul poate fi pozitiv sau negativ.

$$p_{a2} = p_{a1-2} + \gamma_2 H_2 \tan^2\left(45° - \frac{\phi_2}{2}\right) \qquad \text{(Ec. I-44)}$$

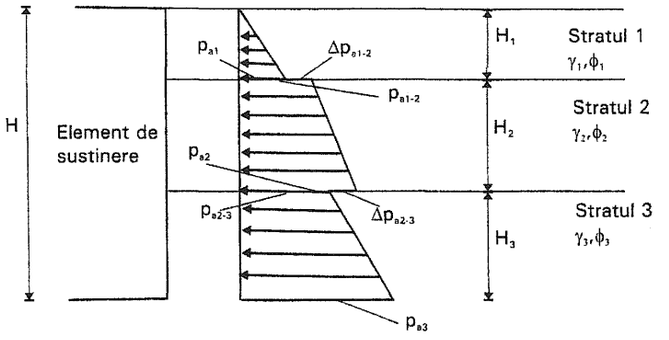


Figura I-20. Calculul presiunii active în cazul unui masiv stratificat alcătuit din straturi necoezive

În mod similar:

$$p_{a2-3} = (\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2) tan^2\left(45° - \frac{\phi_3}{2}\right), \qquad \text{(Ec. I-45)}$$

$$p_{a2-3} = p_{a2} + \Delta p_{a2-3}. \qquad \text{(Ec. I-46)}$$

Dacă p_{a2-3} rezultă mai mic decât p_{a2} se obține situația din Figura I-20, în caz contrar saltul va fi pozitiv.

$$p_{a3} = p_{a2-3} + \gamma_3 H_3 \, tan^2\left(45° - \frac{\phi_3}{2}\right). \qquad \text{(Ec. I-47)}$$

În cazul straturilor coezive, în funcție de valorile parametrilor geotehnici, pot apărea zone de întindere în diagrama de presiuni.

I.4.4 Efectul solicitărilor seismice

În timpul cutremurului, masivul de pământ din spatele elementului de sprijin exercită o presiune, P_s în plus față de presiunea activă în condiții statice, P_a, totalul împingerii obținut în condiții seismice fiind notat P_{as}.

În plus, elementul de susținere este supus unei forțe de inerție în direcție orizontală:

$$F_i = k_h G, \qquad \text{(Ec. I-48)}$$

unde: G este greutatea structurii de sprijin, iar k_h este coeficientul seismic în direcție orizontală.

În cazul lucrărilor de sprijin, coeficientul k_h poate fi luat egal cu:

$$k_h = 0.5 k_s, \qquad \text{(Ec. I-49)}$$

unde k_s este coeficientul seismic.

Coeficientul total al împingerii pământului în condiții dinamice este calculat cu metoda Mononobe – Okabe, bazată pe teoria lui Coulomb:

$$k_{as} = \frac{(1-k_v)\cos^2(\phi - \xi - 90 + \theta)}{\cos\xi \cos^2(90-\theta)\cos(\delta + 90 - \theta + \xi)} \times$$

$$\times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\xi-\beta)}{\cos(90-\theta-\beta)\cos(\delta+90-\theta+\xi)}}\right]^2} \qquad \text{(Ec. I-50)}$$

$$\xi = arctg\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right)$$

unde:

k_v este coeficientul seismic în direcție verticală. El poate avea valori pozitive sau negative. În cazul structurilor de sprijin poate fi luat, acoperitor, egal cu zero sau cu valoarea sa negativă (de unde semnul negativ din fața lui k_v în formulele de mai sus). În cazul în care nu se cunoaște valoarea sa, se poate lua egal cu $0.5k_h$,

θ este unghiul făcut de suprafața de contact dintre elementul de sprijin și masivul din spate cu orizontala,

β este unghiul făcut de suprafața terenului cu orizontala,

δ este unghiul de frecare pe planul de contact dintre elementul de susținere și terenul din spate.

Rezultanta împingerii active seismice va fi în cazul pământului necoeziv și al suprafeței orizontale a terenului:

$$P_{as} = \frac{1}{2}\gamma H^2 k_{as} \qquad \text{(Ec. I-51)}$$

sau, în cazul pământului coeziv:

$$P_{as} = \frac{1}{2}\gamma H^2 k_{as} - 2cH\sqrt{k_{as}}. \qquad \text{(Ec. I-52)}$$

Pentru alte cazuri se adaptează formulele prezentate pentru cazul solicitărilor statice.

În cazul existenței unei suprasarcini uniform distribuite, q se adaugă o împingere suplimentară, $P_{as,q}$, care, în cazul general, este egală cu:

$$P_{as,q} = \frac{qH\cos(90-\theta)}{\cos(90-\theta-\beta)}k_{as} \qquad \text{(Ec. I-53)}$$

Punctul de aplicație al forței P_{as} se determină astfel:
- componenta împingerii în regim static, P_a are punctul de aplicație la o treime din înălțime față de bază;
- componenta seismică, $P_s = P_{as} - P_a$ are punctul de aplicare la jumătate din înălțime față de bază.

Punctul de aplicație al forței $P_{as,q}$ se determină în felul următor:
- componenta statică, P_{aq} are punctul de aplicație la jumătate din înălțime față de bază;
- componenta seismică, $P_{s,q} = P_{as,q} - P_{aq}$ are punctul de aplicație la 0.66 din înălțime față de bază.

În Figura I-21 este prezentat cazul presiunii active a unui pământ necoeziv, cu suprafața terenului orizontală, element de sprijin vertical şi cu o suprasarcină q (β = 0, θ = 90°, δ = 0).

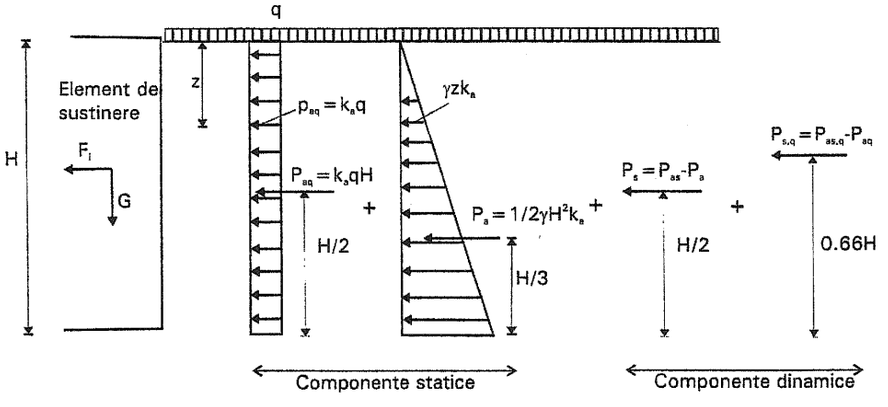


Figura I-21. Efectul seismului asupra presiunii pământului

Pentru calculul rezistenței pasive se procedează similar, expresia coeficientului rezistenței pasive în condiții dinamice de solicitare fiind:

$$k_{ps} = \frac{(1-k_v)\cos^2(\phi-\xi+90-\theta)}{\cos\xi\cos^2(90-\theta)\cos(\delta-90+\theta+\xi)} \times \frac{1}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\xi+\beta)}{\cos(90-\theta-\beta)\cos(\delta-90+\theta+\xi)}}\right]^2} \qquad \text{(Ec. I-54)}$$

I.4.5 Presiunea masivelor coezive

În paragrafele I.2.2 şi I.3.1 s-au dedus, în teoriile Rankine şi Coulomb, expresiile care permit calculul presiunii active a masivelor coezive, observându-se existența unor zone de întindere la partea superioară a masivelor. Practic, aceasta reduce presiunea activă față de cea a unui masiv necoeziv, o parte a împingerii fiind preluată prin coeziunea terenului.

În zona de întinderi este aşteptată apariția de fisuri care se pot umple cu apă (Figura I-22). În acest caz trebuie luată în considerare presiunea hidrostatică în aceste fisuri (Figura I-22).

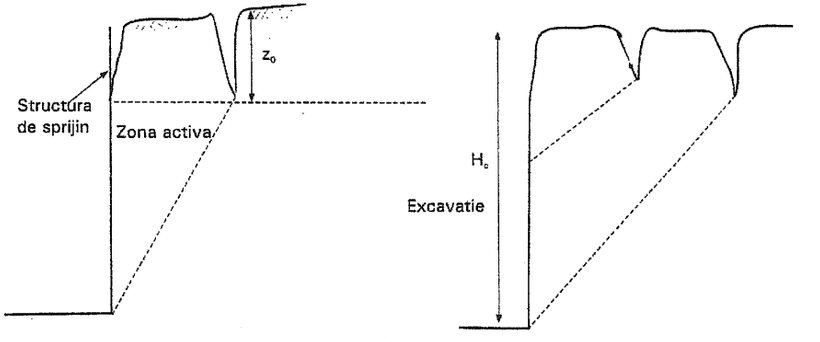


Figura I-22. Presiunea activă a pământurilor coezive

În practică nu este recomandată eliminarea din diagrama de calcul a zonei de întinderi. În Figura I-23 sunt prezentate diagramele de calcul pentru situația fără apă (a) şi cu apă în fisuri (b). În acest ultim caz, pentru un calcul acoperitor, se ia în considerare greutatea zonei din masiv supusă eforturilor de întindere (pe înălțimea z_0) , notată cu q, fără a fi multiplicată cu k_a.

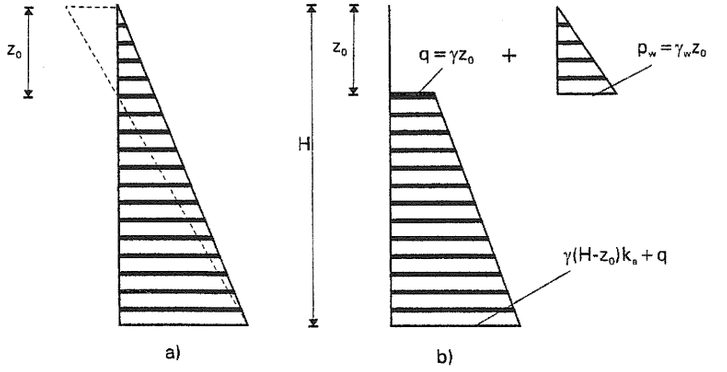


Figura I-23. Diagrame de calcul pentru masive coezive

Înălțimea pe care, teoretic, se poate menține la verticală un taluz nesprijinit, H_{cr} (paragraful I.2.2) nu este cea reală deoarece:

- fisurile nu se formează pe toată adâncimea z_0,
- pământurile coezive își pierd din coeziune atunci când sunt expuse „la zi" datorită absorbției de apă și/sau fisurilor de contracție,
- suprasarcinilor date de utilajele care lucrează în apropiere.

Este deci recomandată aplicarea unui factor de siguranță, FS = 2.7 – 3:

$$H_{cr} = \frac{4c}{FS \cdot \gamma \sqrt{k_a}}. \qquad \textit{(Ec. I-55)}$$

I.4.6 Parametri utilizați pentru calculul presiunii pământului

Pentru calculul presiunii pământului se utilizează eforturile efective.

- pentru nisipuri se consideră valoarea ϕ';
- pentru pământuri coezive normale sau ușor supraconsolidate se utilizează valoarea coeziunii nedrenate, c_u;
- pentru pământuri coezive supraconsolidate se poate utiliza:
  - parametrii efectivi, ϕ', c'
  - rezistența la forfecare nedrenată,
  - un unghi de frecare internă efectiv, ϕ' cuprins între valoarea de vârf și cea reziduală (considerând mobilizarea sa cu deplasarea).

Prezența apei în spatele structurii de sprijin este de nedorit deoarece crește greutatea volumică și presiunea laterală. În general, se prevăd sisteme de drenaj în spatele structurilor de sprijin. Dacă totuși există un nivel hidrostatic, ϕ tinde spre zero, deci $k_a = k_p = 1$.

Un alt efect nedorit al prezenței apei este înghețul.

Unghiul de frecare dintre elementul de sprijin și teren, δ depinde atât de proprietățile terenului, cât și de mărimea și direcția deplasării structurii.

Se presupune că frecarea maximă pe peretele de sprijin nu poate apare simultan cu rezistența maximă la forfecare de-a lungul suprafeței de rupere.

În Tabelul I-1 sunt date valori orientative ale unghiului de frecare δ.

Teoria Rankine consideră δ = o, ceea ce duce la valori mai mari ale presiunii decât teoria Coulomb. În cazul unor pereți de susținere de înălțime mare, flexibili, cu deformații mari, teoria lui Coulomb este mai realistă, ceea ce implică estimarea valorii unghiului δ.

În Tabelul I-2 sunt date câteva indicații pentru valoarea unghiului δ după Brandl (1987).

Adeziunea de-a lungul peretelui se dezvoltă în cazul pământurilor coezive. Valoarea acesteia este luată între 0.5 și 0.7c_u, cu o valoare maximă de 50 kPa.

Tabelul I-1. Valori orientative ale unghiului de frecare perete/teren, δ (Bowles, 1988)

Materiale în contact	δ (°)
Beton masiv sau zidărie de piatră în contact cu:	
Roci	35
Pietriș, nisip cu pietriș, nisip mare	29 - 31
Nisip fin – mijlociu, prăfos, pietriș cu parte fină (praf sau argilă)	24 - 29
Nisip fin, nisip prăfos sau argilos	19 - 24
Praf nisipos, praf	17 -19
Argilă tare	22 - 26
Argilă sau argila prăfoasă plastic consistentă - vârtoasă	17 -19
Palplanșe metalice în contact cu:	
Pietriș, pietriș cu nisip, piatră spartă neuniformă	22
Nisip, pietriș cu nisip prăfos, piatră spartă uniformă	17
Nisip prăfos, pietriș sau nisip cu parte fină (praf sau argilă)	14
Praf fin nisipos, praf	11
Beton sau palplanșe de beton în contact cu:	
Pietriș, pietriș cu nisip, piatră spartă neuniformă	22 - 26
Nisip, pietriș cu nisip prăfos, piatră spartă uniformă	17 - 22
Nisip prăfos, pietriș sau nisip cu parte fină (praf sau argilă)	17
Praf fin nisipos, praf	14
Lemn în contact cu pământ	14 -16

Tabelul I-2. Valori orientative ale unghiului de frecare perete/teren, δ (Brandl, 1987)

Suprafața structurii în contact cu pământul	Suprafața de cedare	
	Plană	Curbă
Suprafață netedă	$\delta = 0$	
Suprafață puțin rugoasă (beton sclivisit de exemplu)	$\delta = 1/3\phi$	$\delta = 1/2\phi$
Suprafață rugoasă (de exemplu beton netratat, torcret, oțel sau lemn)	$\delta = 2/3\phi$	$27.5° \geq \delta \leq \leq \phi - 2.5°$
Suprafață neregulată, în zig-zag (de exemplu perete din piloți)	$\delta = 2/3\phi$	$\delta \leq \phi$
Ziduri din căsoaie umplute cu pământ	$\delta \geq 2/3\phi$	

I.5. Critica teoriilor Rankine şi Coulomb

Teoria Rankine, în afara limitărilor ce decurg din chiar ipotezele acesteia, pune următoarele probleme:

- în realitate, deplasarea elementului de susținere nu poate produce starea limită activă sau pasivă în cuprinsul întregului masiv de pământ. Astfel, în cazul unui masiv delimitat de o suprafață orizontală, starea limită activă se poate produce numai în cuprinsul unui prism limitat de o suprafață de cedare ce trece prin piciorul peretelui de sprijin, înclinată cu $45° + \phi/2$ față de orizontală ($45° - \phi/2$ în cazul rezistenței pasive).
- permite determinarea presiunilor laterale numai pentru situațiile limită, când deplasările peretelui sunt suficient de mari pentru a permite atingerea condițiilor de cedare. Atunci când deplasările au valori intermediare, presiunile laterale sunt cuprinse între presiunea activă şi cea pasivă. Dacă deplasările peretelui sunt suficient de mici, starea de eforturi este cea elastică, iar presiunile laterale pot fi considerate ca proporționale cu deplasările.

Teoria Coulomb:

- consideră o suprafață de cedare plană. Datorită frecării dintre perete şi pământ, suprafața de cedare este curbată spre partea inferioară a peretelui, atât în cazul presiunii active, cât şi în cel al rezistenței pasive. Pentru împingerea activă curbura este destul de redusă, astfel că eroarea introdusă prin considerarea unei suprafețe plane de cedare este mică. La fel şi în cazul rezistenței pasive, pentru $\delta < \phi/3$. Pentru valori δ mai mari eroarea devine importantă. Rezultă o uşoară subestimare a presiunii active şi o supraestimare a rezistenței pasive.

CAPITOLUL II. SPRIJINIRI SIMPLE

II.1. Generalități

Sprijinirile simple sunt lucrări de susținere cu caracter temporar, utilizate pentru sprijinirea excavațiilor, atunci când:

- adâncimea săpăturii este mare,
- realizarea unei săpături taluzate ar fi imposibilă (din rațiuni de spațiu disponibil) sau neeconomică.

Au forma unor pereți verticali neetanşi.

Elementul principal al unei sprijiniri simple este constituit de dulapi, care sunt cei care vin în contact direct cu pământul. Ei pot fi orizontali sau verticali. În primul caz, dulapii orizontali sunt montați după ce a fost realizată excavația (pe tronsoane). Ei sunt utilizați atunci când pământul se poate menține la verticală nesprijinit pe adâncimea unui tronson de excavare (pământuri cu coeziune suficientă). Dulapii verticali sunt introduşi în teren înaintea realizării săpăturii, fiind utilizați în cazul pământurilor necoezive.

Elementele sprijinirilor simple sunt realizate de regulă din lemn şi/sau metal.

Avantajul acestor sprijiniri este dat de simplitatea execuției şi de costul relativ redus. Datorită faptului ca nu sunt etanşe nu pot fi folosite sub nivelul apelor subterane.

II.2. Tipuri de sprijiniri simple

II.2.1 Sprijiniri cu dulapi orizontali

Sprijinirea cu dulapi orizontali este alcătuită din următoarele elemente (Figura II-1):

- dulapi orizontali, dispuşi joantiv, în cazul pământurilor cu coeziune redusă sau cu interspații, dacă pământul are o coeziune mai mare;
- filate, elemente verticale de solidarizare a dulapilor, dispuse discontinuu pe înălțime;
- spraițuri, elemente de sprijinire a filatelor, dispuse orizontal sau înclinat, fixate prin împănare.

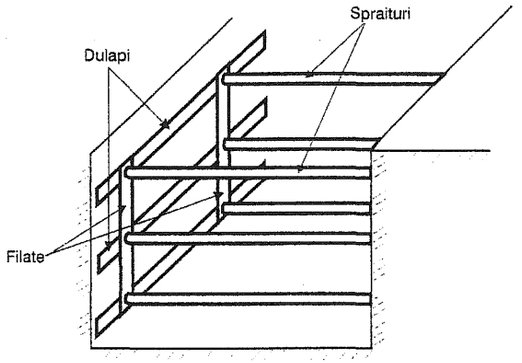


Figura II-1. Sprijinire cu dulapi orizontali

Dulapii şi filatele sunt realizate din grinzi de lemn, iar şpraiţurile din lemn rotund (bile) sau elemente metalice.

În cazul unei săpături de lăţime mare, peste 6 m, şpraiţurile orizontale trebuie contravântuite prin grinzi şi contrafişe în plan orizontal şi sprijinite pe verticală în dreptul nodurilor (cu elemente numite popi) pentru a evita cedarea prin flambaj sau încovoiere sub greutate proprie (Figura II-2).

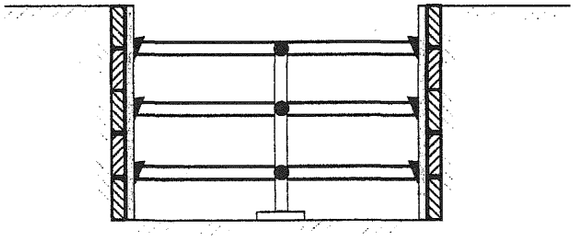


Figura II-2. Sprijinire cu dulapi orizontali cu şpraiţuri contravântuite

Tot pentru săpăturile de lăţime mare se pot utiliza şpraiţuri înclinate (Figura II-3).

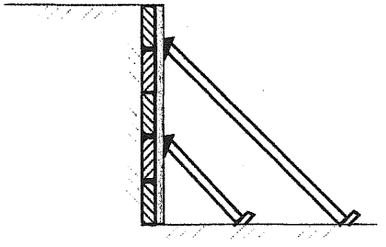


Figura II-3. Sprijinire cu dulapi orizontali cu şpraiţuri înclinate

Un alt sistem de sprijinire a excavaţiilor de dimensiuni mari este prezentat în Figura II-4.

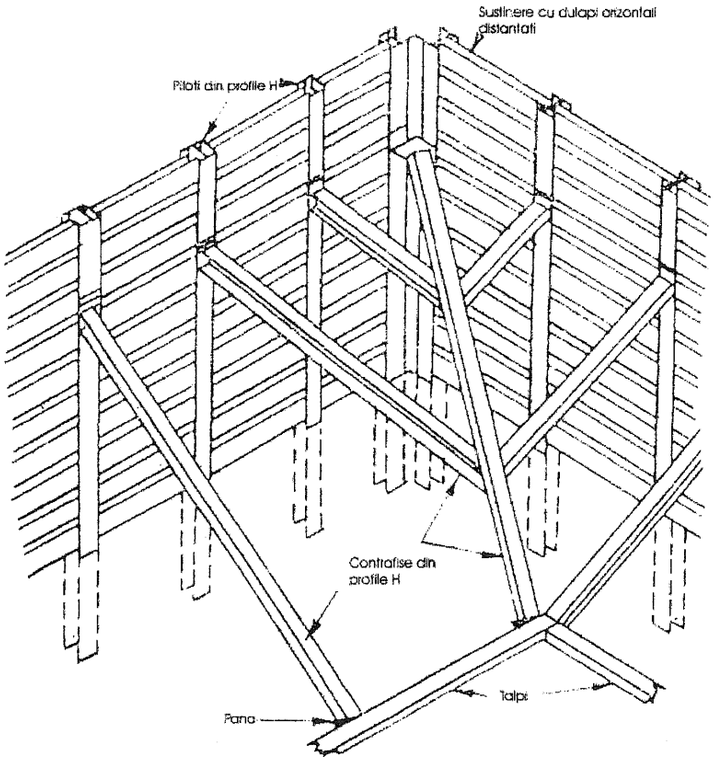


Figura II-4. Sistem de susţinere cu profile metalice şi dulapi orizontali cu contrafişe înclinate şi tălpi

Dezavantajul acestui sistem este obstruarea suprafeţei de lucru de către contrafişe. Pentru a împiedica alunecarea pe grinzile orizontale, precum şi ridicarea acestora, contrafişele trebuie să aibă o înclinare redusă faţă de orizontală.

În unele situaţii este necesar ca spaţiul ocupat de sprijiniri (în special de şpraiţuri) să fie cât mai redus. În acest caz se folosesc pentru sprijinire grinzi metalice care se bat în teren la distanţe de 1.5 – 2.0 m, pe care se sprijină dulapii orizontali, fixaţi cu pene sau cu dispozitive metalice (Figura II-5).

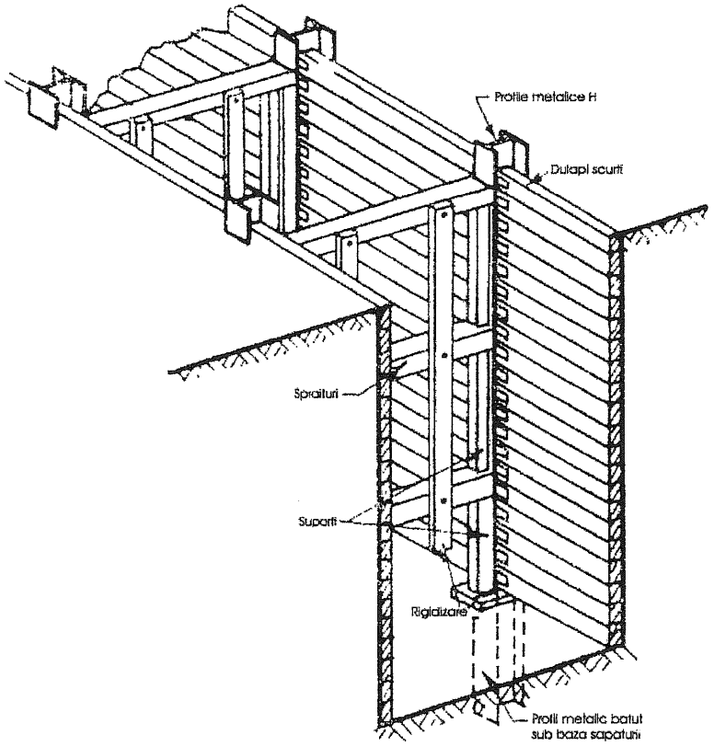


Figura II-5. Sprijinire cu dulapi orizontali – sprijinire pe grinzi metalice

În cazul săpăturilor adânci, grinzile metalice se ancorează la partea superioară. pentru adâncimi de excavație de maximum 3 – 4 m, grinzile metalice pot fi înlocuite cu piloți din lemn ancorați la partea superioară (Figura II-6).

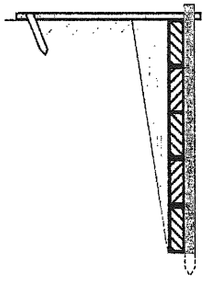


Figura II-6. Sprijinire cu dulapi orizontali fără șpraițuri, cu piloți din lemn

II.2.2 Sprijiniri cu dulapi verticali

Sprijinirea cu dulapi verticali este alcătuită din următoarele elemente (Figura II-7):

- dulapi verticali, dispuşi joantiv;
- filate, elemente orizontale e solidarizare a dulapilor, dispuse discontinuu pe înălțime;
- spraițuri, elemente de sprijinire a filatelor, dispuse orizontal, fixate prin împănare.

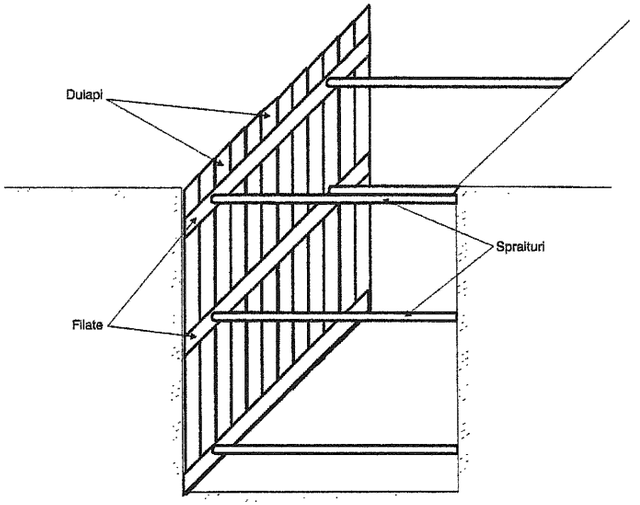


Figura II-7. Sprijinire cu dulapi verticali

Dulapii verticali sunt introduşi în teren prin batere, treptat, pe măsura avansării săpăturii, devansând-o pe aceasta. Vârful dulapilor trebuie întotdeauna să se găsească la cel puțin 0.30 m sub nivelul fundului săpăturii.

Sistemul de susținere din Figura II-7 se utilizează în cazul unor săpături continue, în spații înguste, a căror adâncime nu depăşeşte lungimea dulapilor. Pentru spații largi, filatele şi şpraițurile se înlocuiesc cu cadre orizontale din bile sau grinzi ecarisate legate pe verticală prin popi (Figura II-8). Dacă dimensiunile cadrelor sunt mari, ele se contravântuiesc în plan orizontal (Figura II-9).

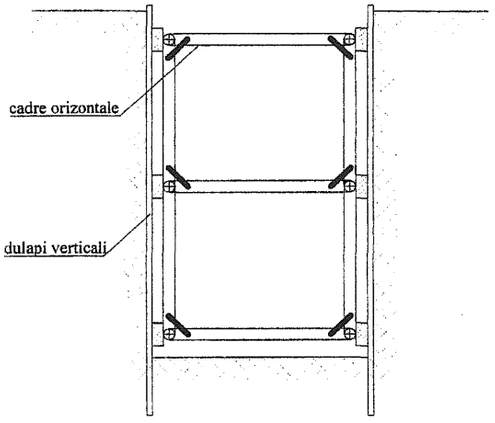


Figura II-8. Sprijinire cu dulapi verticali cu cadre orizontale

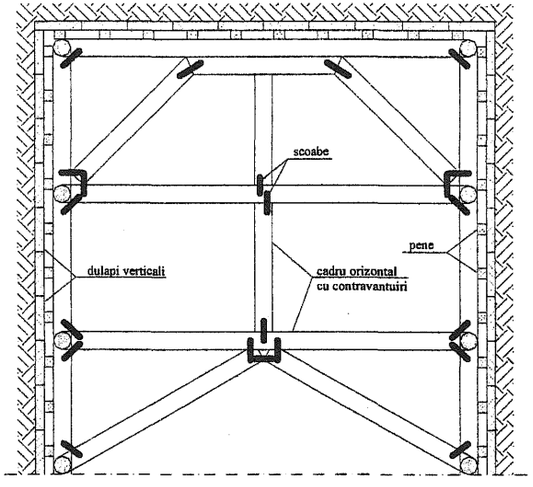


Figura II-9. Sprijinire cu dulapi verticali şi cadre contravântuite

Pentru excavaţii de adâncimi mari se utilizează „metoda telescopică" – secţiunea săpăturii se reduce treptat pentru a se asigura spaţiul de batere pentru rândurile succesive de dulapi (Figura II-10). Dacă pământul se evacuează manual, se amenajează platforme pentru depozitarea pământului.

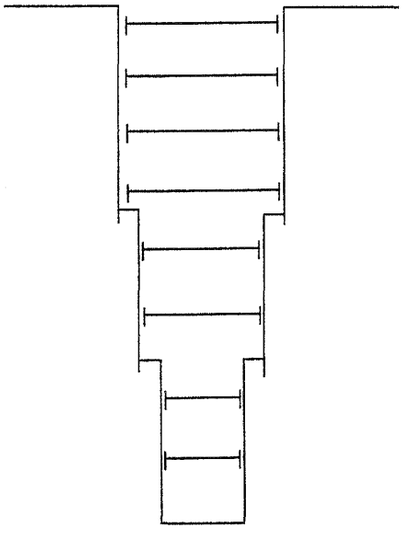


Figura II-10. Sprijinire cu dulapi verticali – metoda telescopică

Metoda telescopică duce la consum mare de material lemnos şi la volume de excavaţie mai mari decât necesar. Pentru a evita acest dezavantaj se pot utiliza dulapi înclinaţi – „metoda marciavanti" (Figura II-11).

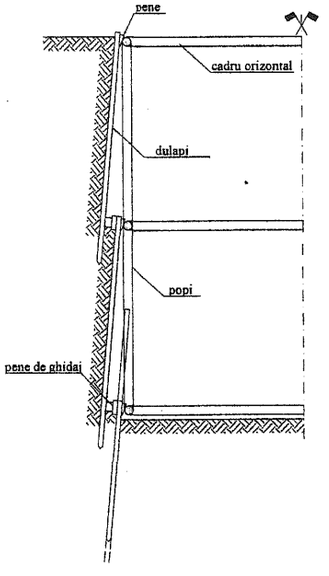


Figura II-11. Sprijinire cu dulapi verticali – metoda marciavanti

II.3. Împingerea pământului asupra lucrărilor de sprijiniri simple

Împingerea pământului reprezintă principala solicitare căreia trebuie să îi reziste sprijinirile simple.

La stabilirea diagramei de presiuni trebuie avut în vedere faptul că sprijinirile sunt lucrări de susținere la care posibilitățile de deplasare și deformare sunt limitate de însuși modul lor de alcătuire (prezența șpraițurilor, a cadrelor, a ancorajelor etc.).

Așa cum a fost arătat în capitolul precedent, pentru mobilizarea presiunii active a pământului este necesară atingerea unei anumite deplasări. Dacă aceasta nu se produce sau este foarte redusă (cum este cazul punctelor de sprijin), împingerea poate fi sensibil mai mare.

Modificarea diagramei de presiuni în cazul sprijinirilor simple a fost confirmată de măsurătorile efectuate de-a lungul timpului (Figura II-12).

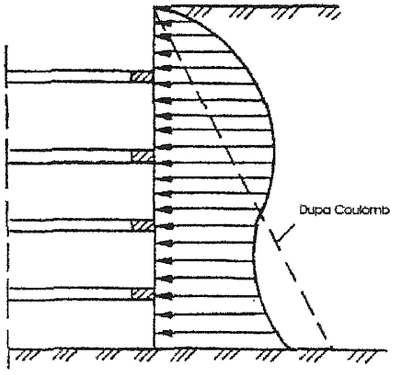


Figura II-12. Modificarea diagramei de presiuni asupra unei lucrări de sprijinire

În practică se utilizează diagrame simplificate, cum ar fi cele elaborate de Tschebotarioff (Figura II-13) și Peck (Figura II-14).

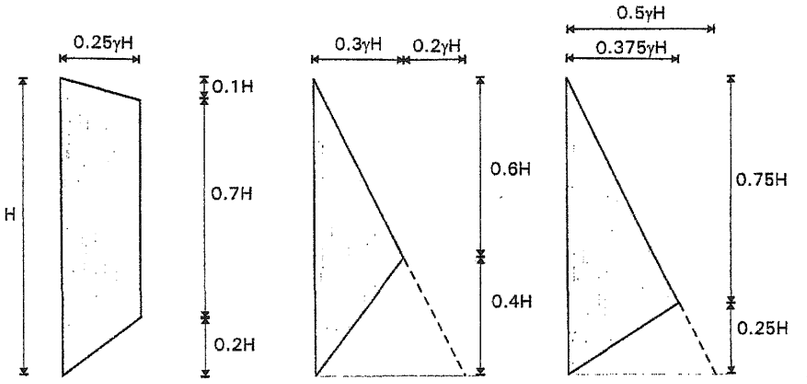


Figura II-13. Diagrame simplificate de presiune a pământului după Tschebotarioff (1973)

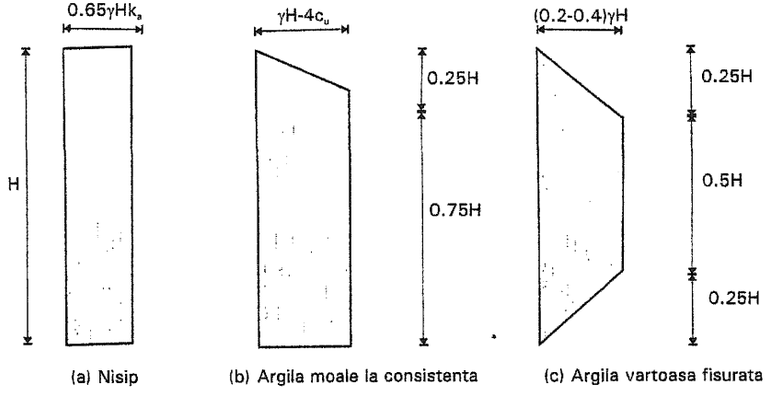


Figura II-14. Diagrame simplificate de presiune a pământului după Peck (1969)

Presiunile obținute pe baza acestor diagrame simplificate sunt supraestimate.

Măsurătorile pe teren au arătat că utilizarea diagramei Tschebotarioff duce la rezultate mai apropiate de realitate pentru excavații mai adânci de 16 m.

Pentru calculul presiunilor date de argile tari sau pământuri coezive în general este indicata utilizarea parametrilor efectivi ai rezistenței la forfecare (ϕ', c') dacă excavația este lăsată deschisă mai mult de 3 luni.

Pentru obținerea parametrilor rezistenței la forfecare este indicată înlocuirea încercărilor triaxiale clasice cu cele în care presiunea laterală este redusă pe parcursul încercării.

În cazul terenurilor coezive este de aşteptat apariţia de fisuri la partea superioară a excavaţiei, fisuri care se pot umple cu apă, trebuind luată în considerare forţa hidrostatică suplimentară (vezi capitolul I).

II.4. Calculul sprijinirilor simple

Pentru adâncimi de excavaţie de până la 5 m se pot adopta dimensiuni constructive pentru elementele sprijinirii:

- grosimea dulapilor: 5 – 7 cm,
- secţiunea filatelor: 8 × 16 cm sau 12 × 16 cm pentru dulapi orizontali şi 16 × 16 cm sau 20 × 20 cm pentru dulapi verticali,
- şpraiţuri din bile cu diametrul de 10 – 12 cm sau 12 – 14 cm.

Pentru dimensiuni în plan şi adâncimi mari (peste 5 – 6 m), calculul de rezistenţă al sprijinirilor este obligatoriu.

Calculul de rezistenţă al sprijinirilor comportă următoarele etape:

- determinarea solicitărilor (împingerea pământului – conform capitolului I şi paragrafului II.3),
- determinarea eforturilor (momente, forţe tăietoare, forţe axiale) în elementele sprijinirii,
- verificarea secţiunilor elementelor sprijinirii.

Dulapii, filatele şi grinzile cadrelor se consideră simplu rezemate între două puncte succesive de rezemare.

II.4.1 Calculul sprijinirilor cu dulapilor verticali

Dulapii verticali sunt calculaţi ca grinzi simplu rezemate pe distanţa l_1 dintre două filate consecutive sau distanţa pe verticală între şpraiţuri (Figura II-15).

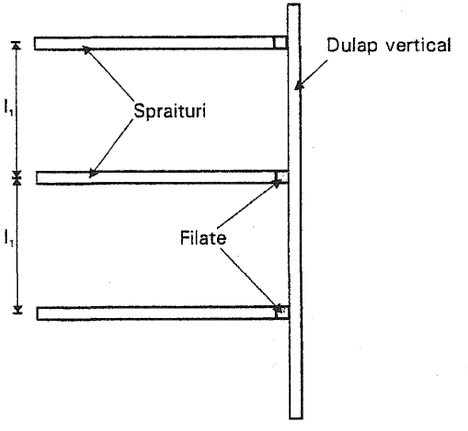


Figura II-15. Schema de calcul a dulapilor verticali

Pentru un dulap de lăţime b, încărcarea uniform distribuită q este egală cu:

$$q = p_a b, \qquad \text{(Ec. II-1)}$$

unde p_a este împingerea pământului determinată conform paragrafului II.3.

Momentul încovoietor maxim în dulap este dat de relaţia:

$$M = \frac{q l_1^2}{8}. \qquad \text{(Ec. II-2)}$$

Pentru verificarea secţiunii dulapului se foloseşte relaţia:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{\frac{q l_1^2}{8}}{\frac{b d^2}{6}} \le \sigma_{ai}, \qquad \text{(Ec. II-3)}$$

unde:

W – modulul de rezistenţă al secţiunii dulapului,
d – grosimea dulapului,
b – lăţimea dulapului,
σ_{ai} – rezistenţa admisibilă a lemnului la încovoiere, conform STAS 856 – 71. Valorile sunt reproduse în Tabelul II-1.

Din această relaţie rezultă grosimea, d a dulapului.

Calculul filatelor se realizează ca pentru grinzi simplu rezemate pe distanţa l_2 dintre şpraiţuri, în plan orizontal (Figura II-16).

Filata preia reacţiunea de la dulapi aferentă unei distanţe l_1 (Figura II-15), rezultând o încărcare uniform distribuită q_1 egală cu:

$$q_1 = p_a l_1. \qquad \text{(Ec. II-4)}$$

Momentul încovoietor maxim în filată este:

$$M_1 = \frac{q_1 l_2^2}{8}. \qquad \text{(Ec. II-5)}$$

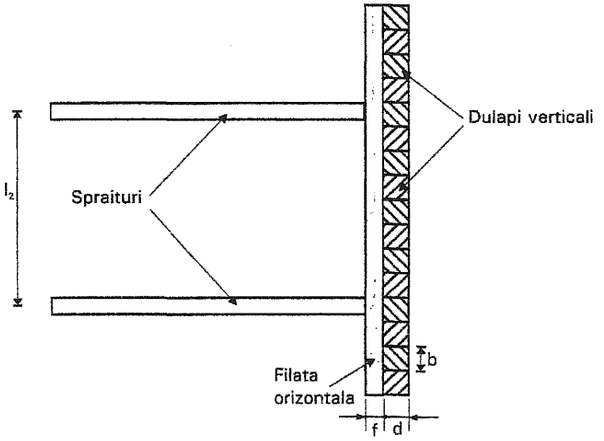


Figura II-16. Schema de calcul a filatelor dintr-o sprijinire cu dulapi verticali (vedere în plan)

Pentru verificarea secțiunii filatei, de lățime *e* și grosime *f*, se utilizează relația:

$$\sigma = \frac{M_1}{W_1} = \frac{\frac{q_1 l_2^2}{8}}{\frac{ef^2}{6}} \leq \sigma_{ai}. \qquad \text{(Ec. II-6)}$$

Valorile σ_{ai} sunt date în Tabelul II-1.

Calculul șpraițurilor se efectuează la compresiune cu flambaj pentru o încărcare axială *N* care reprezintă volumul diagramei de presiuni aferente unui șprai:

$$N = p_a l_1 l_2 \ . \qquad \text{(Ec. II-7)}$$

Verificarea la compresiune cu flambaj a șpraițului se face cu relația:

$$\sigma' = \frac{N}{A\varphi} \leq \sigma_{ac}, \qquad \text{(Ec. II-8)}$$

unde:

A – secțiunea șpraițului,
φ - coeficientul de flambaj:

$$\varphi = 1 - 0.8\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2 \text{ - pentru } \lambda \leq 75, \qquad \text{(Ec. II-9)}$$

$$\varphi = \frac{3100}{\lambda^2} \text{ - pentru } \lambda > 75, \qquad \text{(Ec. II-10)}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, \qquad \text{(Ec. II-11)}$$

l_f – lungimea de flambaj
$i = 0.25d$,
d – diametrul șpraițului,
σ_{ac} – rezistența admisibilă la compresiune în lungul fibrei lemnului (Tabelul II-1).

La contactul șprai – filată, filata se verifică la strivire cu relația:

$$\sigma'' = \frac{N}{A} \leq \sigma_{as}, \qquad \text{(Ec. II-12)}$$

unde:

N – forța axială în șprai,
A – secțiunea șpraițului,
σ_{as} – rezistența admisibilă la strivire normală pe fibre (Tabelul II-1).

Tabelul II-1. Rezistențe admisibile ale materialului lemnos din diferite specii pentru calculul construcțiilor provizorii (STAS 856 – 71)

Natura solicitării	Simbol	Rezistențe admisibile în daN/cm^2			
		Molid, brad	Stejar, gorun	Fag	Plop
Încovoiere	σ_{ai}	120	155	130	95
Compresiune în lungul fibrelor	σ_{ac}	120	155	130	95
Compresiune normală pe fibre	$\sigma_{ac\perp}$	18	36	29	18
Strivire în lungul fibrelor	σ_{as}	120	155	130	95

Dacă se utilizează elemente metalice se vor utiliza valori corespunzătoare pentru rezistențele admisibile.

II.4.2 Calculul sprijinirilor cu dulapi orizontali

Calculul dulapilor, filatelor și șpraițurilor se face în același mod ca pentru sprijinirile cu dulapi verticali:

- dulapii sunt calculați ca grinzi simplu rezemate pe distanța l_1 dintre două filate (Figura II-17),
- filatele sunt grinzi simplu rezemate pe distanța l_2 dintre șpraițuri (Figura II-18),

- spraiturile sunt calculate la compresiune cu flambaj,
- contactul sprait – filată se verifică la strivire.

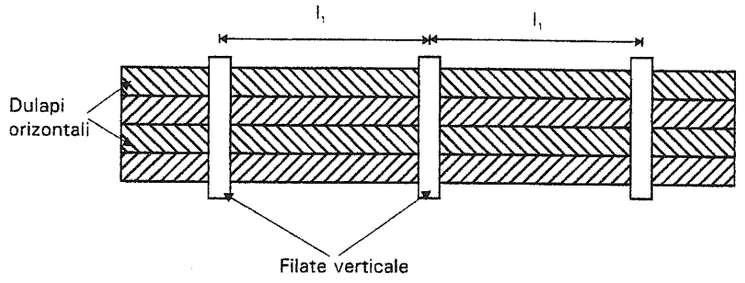


Figura II-17. Schema de calcul a dulapilor orizontali

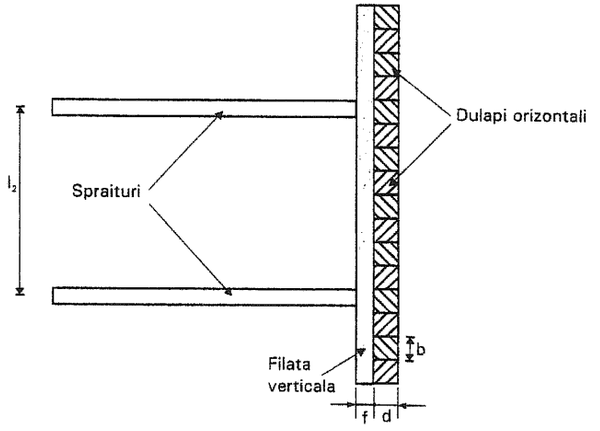


Figura II-18. Schema de calcul a filatelor dintr-o sprijinire cu dulapi orizontali

II.4.3 Stabilitatea generală a excavațiilor spraițuite

Cu excepția rocilor stâncoase masive, în toate celelalte tipuri de teren va avea loc o deplasare spre interior a pereților. Această deplasare este însoțită de tasarea suprafeței terenului lângă excavație.

În prafuri și argile există un risc suplimentar de refulare a fundului săpăturii, însoțită de o tasare importantă a suprafeței terenului. Terzaghi și Peck au analizat mecanismul de refulare a argilelor moi, schematizat în Figura II-19.

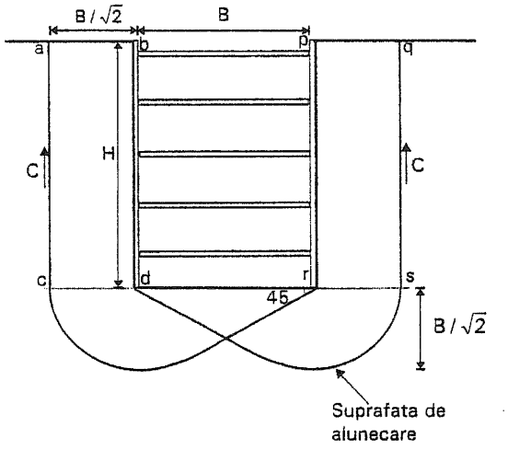


Figura II-19. Stabilitatea excavațiilor spraițuite (Tomlinson, 1969)

Cele două fâșii, *cd* și *rs*, de la nivelul bazei excavației preiau o suprasarcină egală cu greutatea masei de argilă limitată de dreptunghiurile *abcd* și *pqrs*. Dacă presiunile exercitate de aceste mase de pământ depășesc capacitatea portantă a terenului la nivelurile *cd* și *rs*, pământul va ceda, ca și în cazul unei fundații, după o suprafață curbă de alunecare. Terzaghi și Peck au arătat că lățimile *cd* și *rs* sunt egale cu $B/\sqrt{2}$. Dacă se neglijează adeziunea dintre pământ și *susținere, tendința de deplasare în jos va fi contracarată de forțele de coeziune* $C = cH$ dezvoltate de-a lungul suprafețelor *ac* și *qs*. Ca urmare, încărcarea totală pe fâșiile *cd* și *rs* va fi dată de:

$$p = \frac{1}{2}\sqrt{2}B\gamma H - cH\,. \qquad \textit{(Ec. II-13)}$$

Deoarece ruperea prin refulare este extrem de periculoasă, trebuie adoptat un coeficient de siguranță de minimum 1.5.

Capacitatea portantă limită a pământului pe fâșiile *cd* și *rs* este 5.7*c*, rezultă că presiunea nu trebuie să depășească 3.8*c*.

CAPITOLUL III. ZIDURI DE SPRIJIN

III.1. Generalități

Zidurile de sprijin sunt lucrări de susținere definitive, utilizate pentru a asigura trecerea între două cote, atunci când spațiul nu este suficient pentru o săpătură taluzată, pentru a stabiliza masivele de pământ, la lucrări de drumuri și căi ferate în zone de deal și de munte etc.

Zidurile de sprijin sunt lucrări de susținere cu caracter continuu, la care împingerea pământului se transmite integral, pe toată suprafața de contact dintre lucrare și teren.

Zidurile de sprijin sunt realizate din zidărie de piatră, beton, beton armat, elemente prefabricate (tip căsoaie).

III.2. Tipuri de ziduri de sprijin

Din punct de vedere al formelor constructive se pot deosebi:

III.2.1 Ziduri de greutate

Zidurile de greutate sunt lucrări de susținere masive, din zidărie de piatră sau beton, care rezistă împingerii pământului prin propria lor greutate.

În Figura III.1 sunt prezentate câteva tipuri constructive de ziduri de sprijin de greutate din beton.

Zidurile de greutate din beton sunt utilizate pentru înălțimi de până la 3 m, peste această valoare alte tipuri de ziduri fiind mai economice. Pentru a se face economie de material se adoptă secțiuni în trepte sau înclinate (Figura III.1 c, e, f). Secțiunea simplă din Figura III.1 d) este indicată pentru înălțimi mici, de până la 1.5 m.

Zidăria de piatră nearmată este utilizată pentru înălțimi mici: pentru înălțimi mai mici de 1.5 m se poate adopta o secțiune simplă, ca cea din Figura III.1 d), iar pentru înălțimi mai mari secțiuni în trepte sau cu contraforți (Figura III.2).

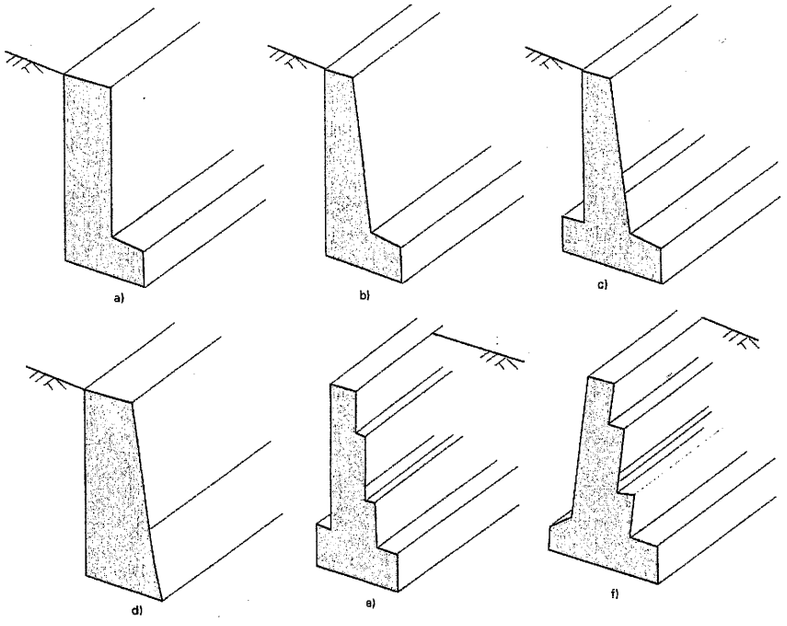


Figura III.1. Tipuri de ziduri de greutate

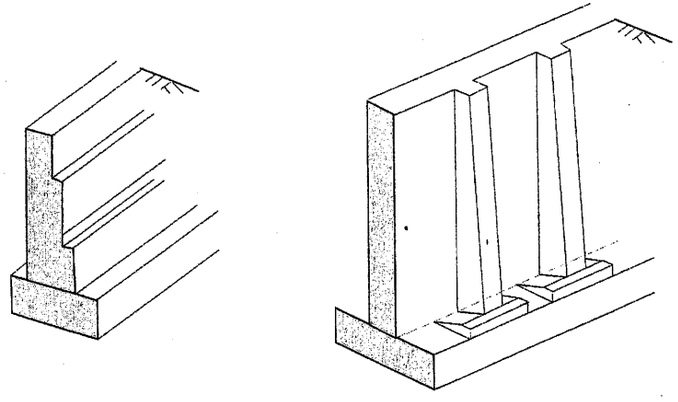


Figura III.2. Ziduri de greutate din zidărie de piatră nearmată

Pentru îmbunătățirea stabilității se poate adopta o talpă înclinată (Figura III.3 a) sau un pinten (Figura III.3 b).

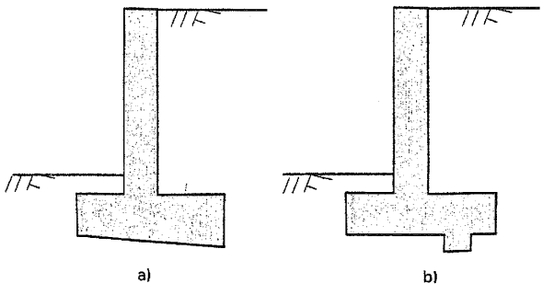


Figura III.3. Îmbunătățirea stabilității zidurilor de greutate

Tot în categoria zidurilor de greutate intră şi cele realizate din gabioane (cutii din plasă de sârmă umplute cu piatră) - Figura III.4. Ele se pot realiza în trepte spre amonte sau spre aval. Este indicată înclinarea structurii către amonte cu cca 6 - 8°.

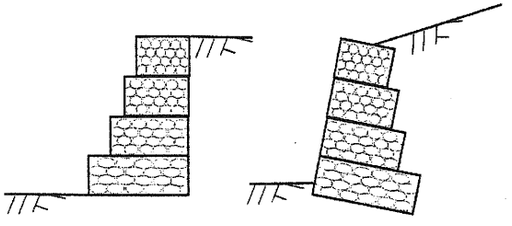


Figura III.4. Ziduri de sprijin din gabioane

Permeabilitatea şi flexibilitatea gabioanelor le fac adaptate pentru masive de calitate inferioară, saturate.

Zidurile de greutate pot fi realizate şi din elemente prefabricate de tip căsoaie. Căsoaiele sunt construcții alcătuite din dulapi sau grinzi de lemn asamblate prin stivuire, delimitând incinte pătrate sau rectangulare care se umplu cu piatră spartă sau pământ necoeziv (Figura III.5). Prin înlocuirea elementelor de lemn cu elemente prefabricate din beton armat (Figura III.6) se pot realiza ziduri de înălțimi mari, de peste 10 m (Figura III.7). Tipul de căsoaie utilizat pentru zidul din Figura III.7 b) este indicat pentru situații în care nu există suprasarcini.

Zidurile de sprijin din căsoaie sunt indicate atunci când terenul este compresibil, ele putând să se adapteze tasărilor inegale, de asemenea se adaptează uşor formelor curbe.

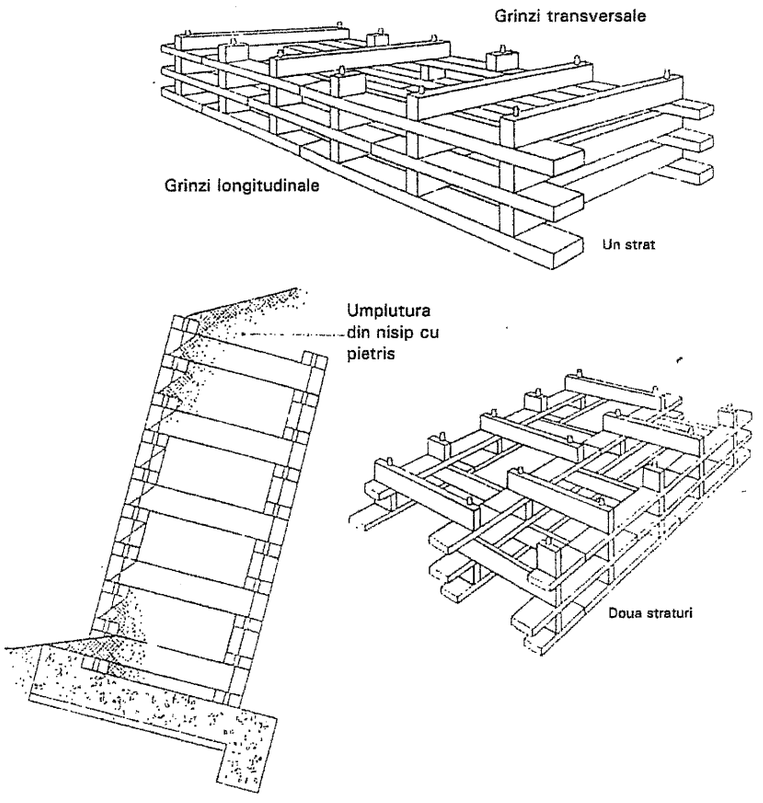


Figura III.5. Zid de sprijin din căsoaie de lemn

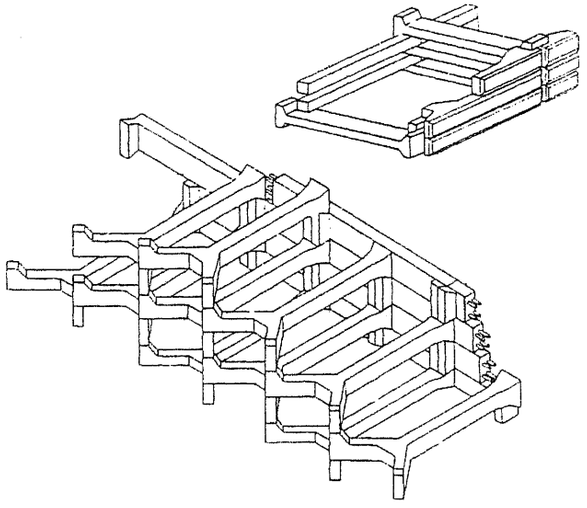


Figura III.6. Căsoaie din beton

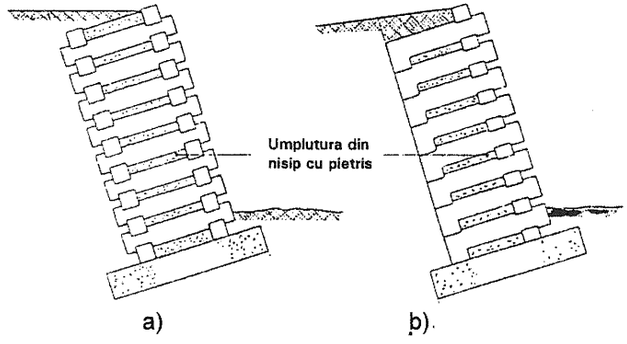


Figura III.7. Ziduri de sprijin din căsoaie de beton

III.2.2 Ziduri cornier

Zidurile cornier sunt lucrări de sprijin realizate în general din beton armat, cu structură mai sveltă, care utilizează pământul aflat deasupra consolei amonte pentru preluarea împingerii, reducând astfel greutatea proprie a zidului. Elementele componente ale zidului trebuie calculate la încovoiere.

În Figura III.8 sunt prezentate câteva tipuri de secțiuni de zid cornier.

Pentru micşorarea consumului de armătură, la înălțimi de peste 6 m se recomandă utilizarea de contraforți (Figura III.8 c, d). În prezent, pentru această

situație este mai economică adoptarea unei soluții de pământ armat cu geosintetice sau, eventual, armături metalice.

Stabilitatea zidurilor de sprijin poate fi îmbunătățită prin prevederea de console de descărcare (Figura III.9).

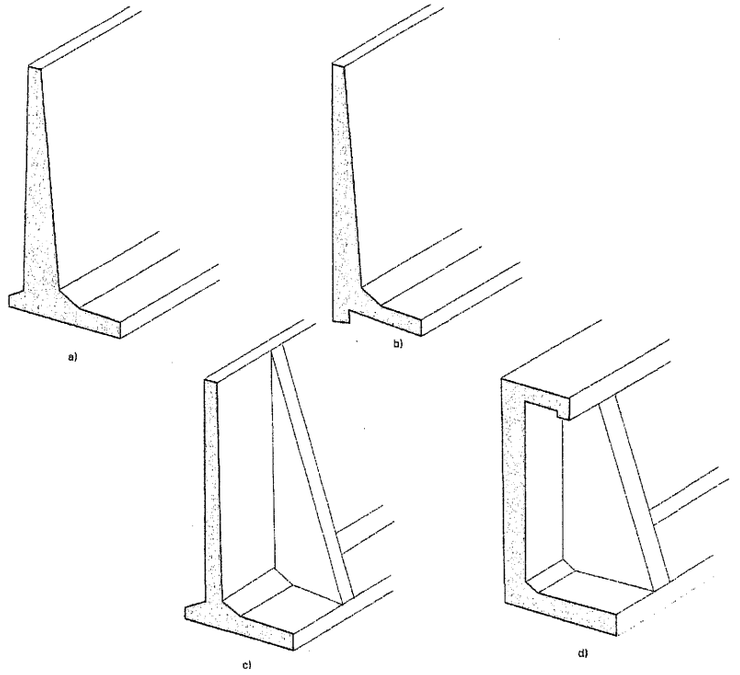


Figura III.8. Ziduri de sprijin cornier

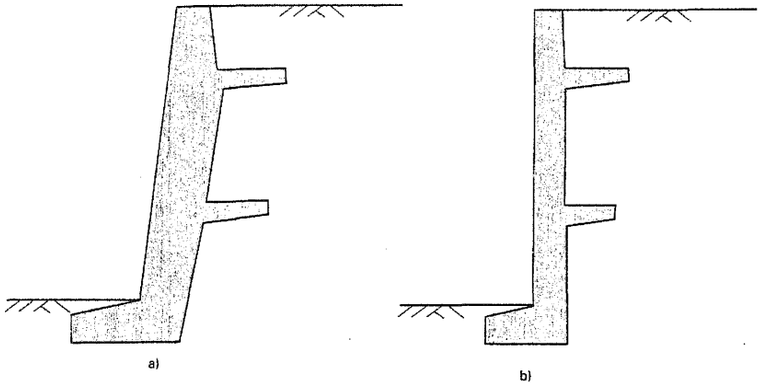


Figura III.9. Ziduri de sprijin tip cornier cu consolă de descărcare

III.3. Particularități ale evaluării împingerii pământului asupra zidurilor de sprijin

III.3.1 Cazul paramentului frânt

În cazul unui zid de sprijin cu paramentul amonte frânt, împingerea pământului se calculează separat pentru fiecare latură a acestuia (Figura III.10).

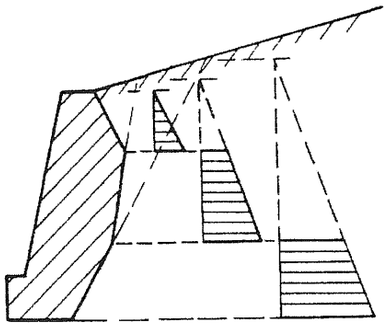


Figura III.10. Diagrame de presiuni pe parament frânt

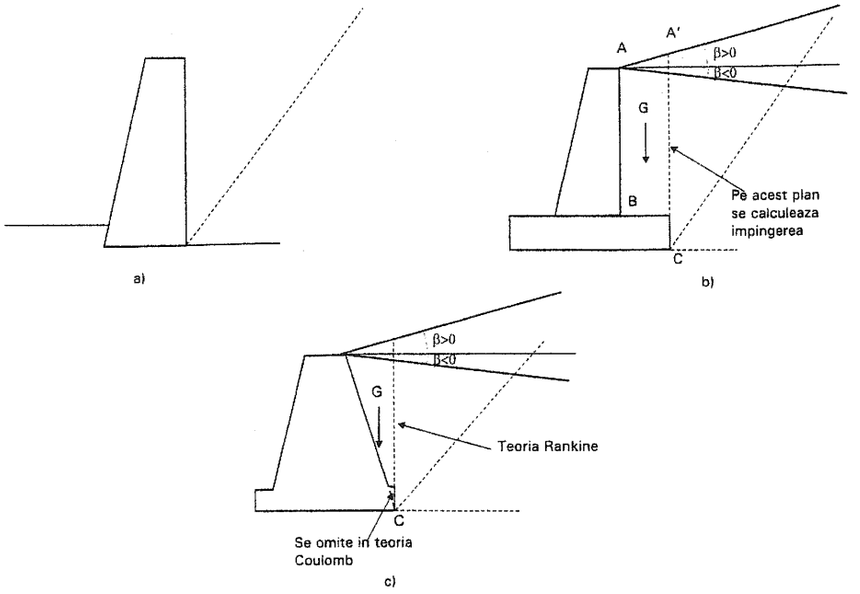
III.3.2 Cazul suprafeței înclinate sau frânte a terenului

Suprafața terenului din spatele zidului de sprijin poate fi înclinată cu un unghi β, pozitiv sau negativ (Figura III.11).

Se disting trei situații pe Figura III.11, în funcție de geometria ansamblului structură de sprijin – umplutură. În situațiile b) şi c) se introduce în calcul greutatea umpluturii care se află deasupra bazei zidului.

În general, fie că se utilizează teoria lui Rankine sau cea a lui Coulomb, nici o parte a zidului nu trebuie să interfereze cu prismul de cedare.

În cazul zidului cornier (cazul b) se vor considera două situații:
- cu H = AB pentru calculul momentului şi a forței tăietoare pe inima zidului;
- cu H = A'C pentru verificarea stabilității globale şi la răsturnare.



Legendă: a) zidul şi baza nu interferează cu prismul de cedare; b) baza interferează cu formarea prismului de cedare, cu excepţia situaţiei prezentate în figură; c) umplutura şi baza interferează cu formarea prismului de cedare, cu excepţia situaţiei prezentate în figură.

Figura III.11. Cazul suprafeţei terenului înclinate (Bowles, 1988)

În cazul suprafeţei frânte se poate utiliza schema din Figura III.12.

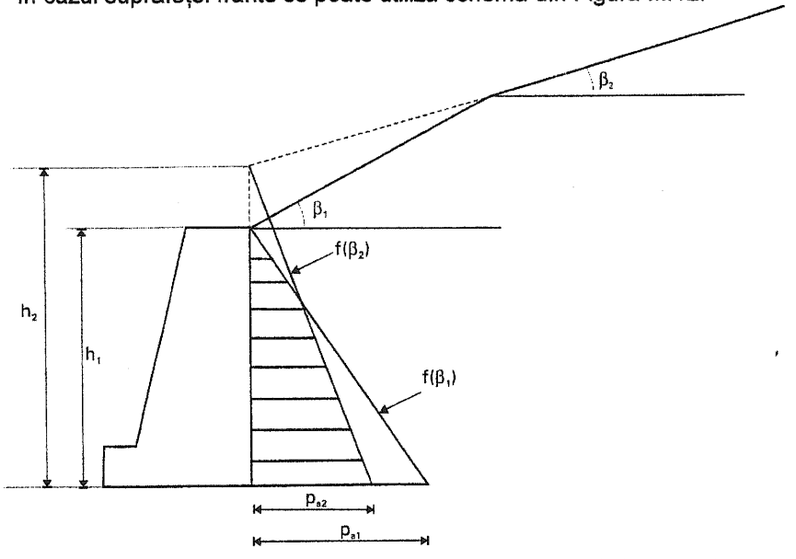


Figura III.12. Cazul suprafeţei frânte a terenului (Brandl, 1987)

$$p_{a1} = \gamma h_1 k_{a1}, k_{a1} = f(\beta_1) \qquad \text{(Ec. III-1)}$$

$$p_{a2} = \gamma h_2 k_{a2}, k_{a2} = f(\beta_2). \qquad \text{(Ec. III-2)}$$

III.3.3 Cazul zidului cornier cu talpă cu consolă lungă

Presupunând că deplasările datorate împingerii pământului sunt mici, se poate utiliza teoria lui Rankine.

În Figura III.13 a) este prezentat prismul de cedare care se formează în acest caz, în figura b) forţele care acţionează, iar în figura c) un caz simplificat, considerând un plan fictiv de acţiune a presiunii pământului. În acest ultim caz, presiunea activă P_{a1} este înlocuită de P_{a2} care acţionează paralel cu suprafaţa terenului. Rezultanta este în ambele cazuri (b şi c) aceeaşi dacă consola este suficient de lungă şi dacă prismul presupus de cedare se dezvoltă complet în teren.

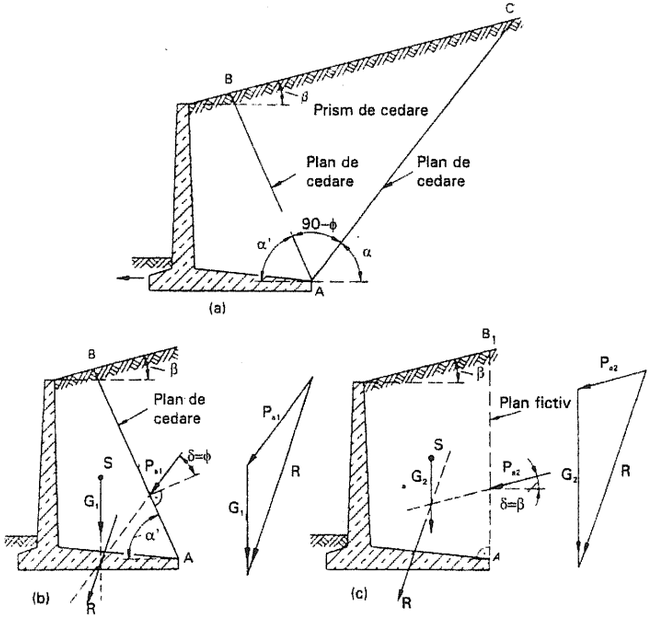


Figura III.13. Împingerea pământului pe un zid cornier cu consolă lungă (Brandl, 1987)

III.3.4 Cazul zidului cornier cu talpă cu consolă scurtă

În cazul zidului cornier cu consolă scurtă, planurile teoretice de cedare intersectează secţiunea centrală (inima) a zidului. Pe zona A'B se dezvoltă presiunea în stare de repaos, iar pe AA' presiunea activă (Figura III.14). Dacă planurile de

cedare nu intersectează inima zidului, presiunea în stare de repaos, P_0 acționează pe întreaga înălțime.

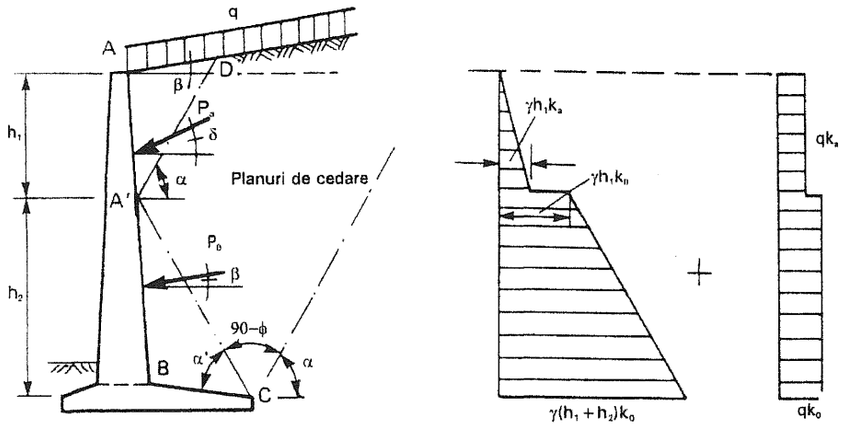


Figura III.14. Împingerea pământului pe un zid cornier cu consola scurtă (Brandl, 1987)

III.3.5 Cazul zidului cornier cu consolă de descărcare

În acest caz presiunea pământului poate fi evaluată folosind schema din Figura III.15.

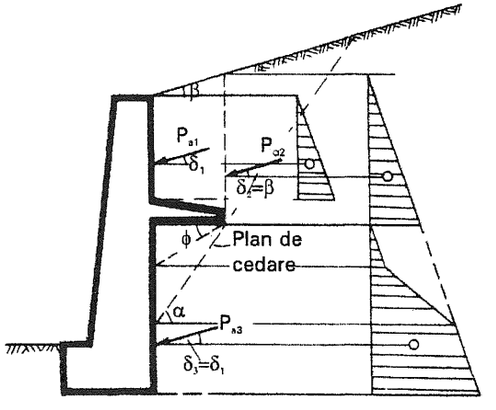


Figura III.15. Împingerea pământului pe un zid cu consolă de descărcare

III.3.6 Cazul umpluturii înguste

Dacă spațiul din spatele zidului, în care se realizează umplutura, este foarte îngust, prismul teoretic de cedare nu are loc să se dezvolte, ceea ce duce la o reducere a împingerii, în mod similar cu efectul de siloz (Figura III.16).

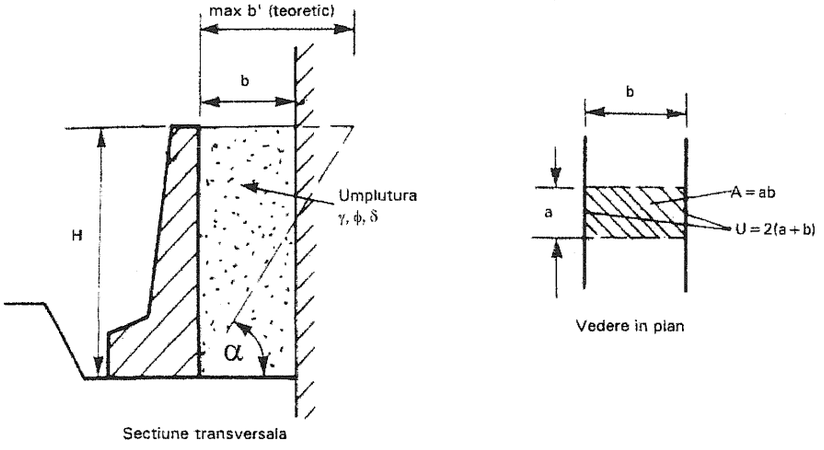


Figura III.16. Împingerea pământului pe un zid cu umplutură îngustă (Brandl, 1987)

Conform teoriei silozului, efortul vertical la o adâncime z este:

$$\sigma_z = p_{vz} = \gamma z_0 \left(1 - e^{-z/z_0}\right), \qquad \textit{(Ec. III-3)}$$

unde, cu notațiile din Figura III.16:

$$z_0 = \frac{ab}{2(a+b)k\tan\delta} \qquad \textit{(Ec. III-4)}$$

este adâncimea la care presiunea geologică este egală cu valoarea maximă a presiunii din siloz, adică:

$$p_{vz,max} = \gamma z_0 . \qquad \textit{(Ec. III-5)}$$

Pentru un zid lung ($a \to \infty$):

$$p_{vz} = \frac{\gamma b}{2k\tan\delta}\left(1 - e^{-2k\tan\delta z/b}\right). \qquad \textit{(Ec. III-6)}$$

Presiunea orizontală în siloz va fi:

$$p_{hz} = kp_{vz}, \qquad \text{(Ec. III-7)}$$

unde:

γ - greutatea volumică a umpluturii,
k – coeficientul presiunii (cel mai adesea în stare de repaos, k_0),
δ - unghiul de frecare zid/umplutură (care acționează în „siloz").

Dacă se adaugă o suprasarcină, q, presiunea suplimentară verticală care apare este:

$$\Delta p_{vz} = p_0 e^{[2(a+b)/ab]k \tan \delta z}. \qquad \text{(Ec. III-8)}$$

Împingerea totală va fi egală cu:

$$P = p_{hz} + \Delta p_{hz}. \qquad \text{(Ec. III-9)}$$

III.3.7 Efectul compactării

Atunci când se pune în operă umplutura prin compactare, împingerea pământului poate creşte considerabil, depăşind chiar valoarea în stare de repaus (Figura III.17).

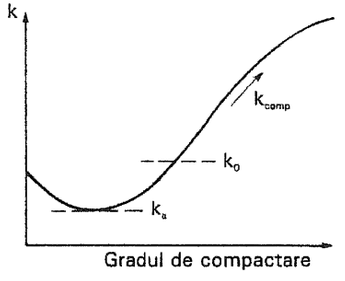


Figura III.17. Modificarea coeficientului presiunii pământului în timpul compactării

Conform schemei din Figura III.17, coeficientul presiunii nu scade până la valoarea k_a înainte ca o anumită densitate să fie atinsă. Dacă se continuă compactarea, coeficientul presiunii creşte. Calculul împingerii pământului nu se poate face cu valoarea k_a.

În practică au existat situații de cedare a structurii de sprijin datorită compactării excesive în spații înguste.

III.3.8 Cazul pantelor supuse la curgere lentă

Dacă structura de sprijin este utilizată pentru stabilizarea pantelor supuse fenomenelor de curgere lentă, ea poate fi supusă unei presiuni P_{cl}, care depăşeşte valoarea împingerii active sau în stare de repaus. Această presiune poate fi evaluată conform schemei din Figura III.18 (Brandl, 1987).

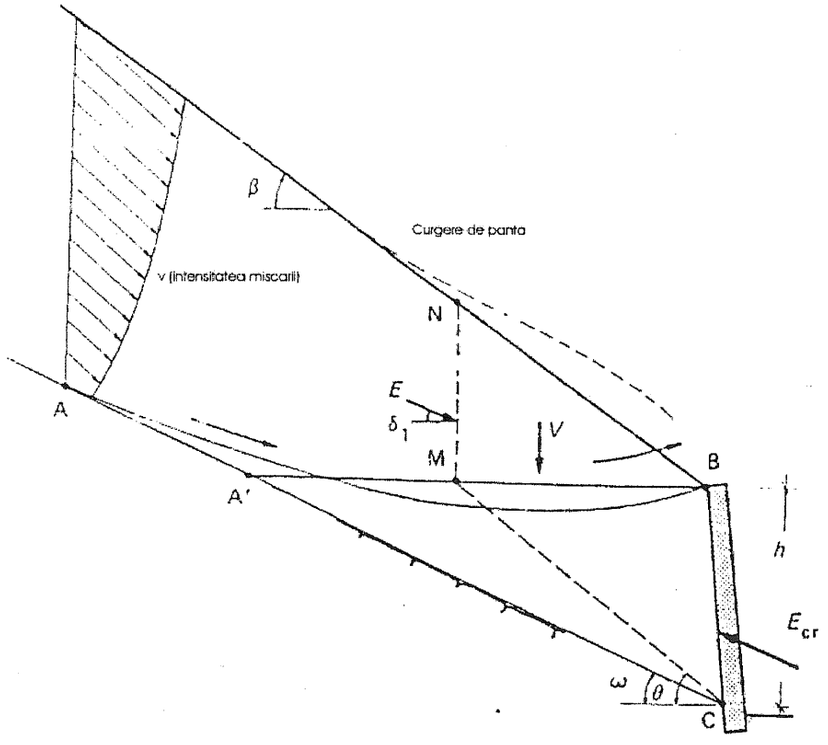


Figura III.18. Presiunea pământului în cazul pantelor supuse curgerii lente

Se presupune o suprafață de cedare AB care permite, chiar şi în cazul existenței structurii de sprijin, continuarea dezvoltării fenomenelor de curgere lentă. Suprafața curbă AB poate fi aproximată cu o dreaptă, A'B. Masa de pământ de deasupra suprafeței A'B este echivalată cu o suprasarcină.

În interiorul prismului de pământ A'BC, care acționează direct pe zidul de sprijin, trebuie determinată a doua suprafață de cedare care determină apariția presiunii P_{cl}. Aceasta poate fi calculată considerând prismul NMB ca o suprasarcină. Datorită acestei suprasarcini, pământul din vecinătatea zidului de sprijin este comprimat. Mărimea P_{cl} variază în funcție de înclinarea δ_1 ($0 \le \delta_1 \le \phi$) a împingerii P.

Pentru un pământ practic necoeziv şi $\beta = \phi$, P_{cl} devine un caz particular al teoriei Rankine:

$$P_{cl} = m(\phi)\gamma\frac{h}{2}\cos\phi, \qquad \text{(Ec. III-10)}$$

unde $m(\phi)$ este un coeficient de multiplicare ce poate fi luat din Figura III.19.

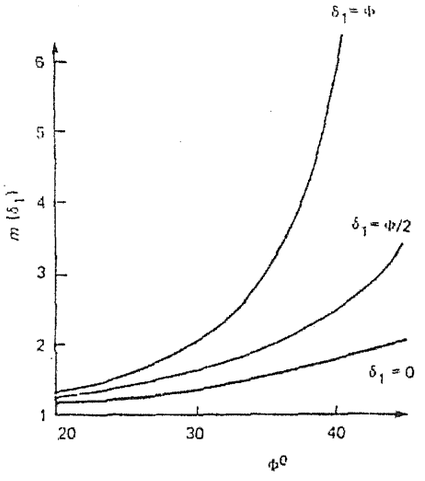


Figura III.19. Factorul de multiplicare $m(\phi)$ funcție de unghiul de frecare internă (Brandl, 1987)

Brandl (1987) raportează rezultate ale unor încercări pe teren care au arătat ca o valoare medie a lui δ_1, $\delta_1 = \phi/2$ a dat cele mai bune rezultate.

Valoarea coeficientului de multiplicare, $m(\phi)$ scade o dată cu creşterea flexibilității structurii (Figura III.20).

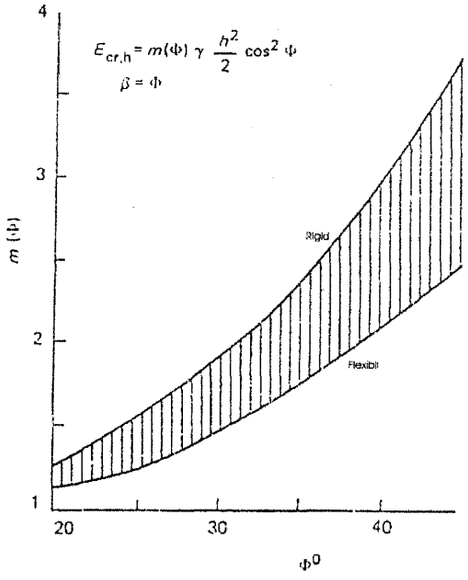


Figura III.20. Factorul de multiplicare $m(\phi)$ funcție de flexibilitatea structurii (Brandl, 1987)

III.4. Calculul zidurilor de sprijin

Calculul clasic, la echilibru limită, al zidurilor de sprijin cuprinde următoarele etape:

1. predimensionare,
2. evaluarea forțelor: greutăți, împingerea pământului, suprasarcina, forța seismică etc.,
3. stabilirea grupărilor de încărcări,
4. afectarea acțiunilor cu coeficienții acțiunilor (conform STAS 10100 sau Eurocod),
5. verificarea secțiunii alese.

Calculul la echilibru limită presupune calcularea unor factori de siguranță globali pentru fiecare din mecanismele posibile de cedare, F_s, care trebuie să fie mai mari decât cei admisibili, $F_{s,adm}$:

$$F_s > F_{s,adm}. \qquad \text{(Ec. III-11)}$$

Verificarea zidurilor de sprijin presupune:

- verificarea la alunecare pe talpă,
- verificarea la răsturnare,
- verificarea presiunilor pe teren,

- verificarea stabilității globale.

Calculul se face pentru 1 metru liniar de zid.

III.4.1 Predimensionarea zidurilor de sprijin

Pentru tipurile clasice de ziduri de sprijin, respectiv de greutate şi cornier, în Figura III.21 sunt date dimensiuni orientative pentru faza de predimensionare.

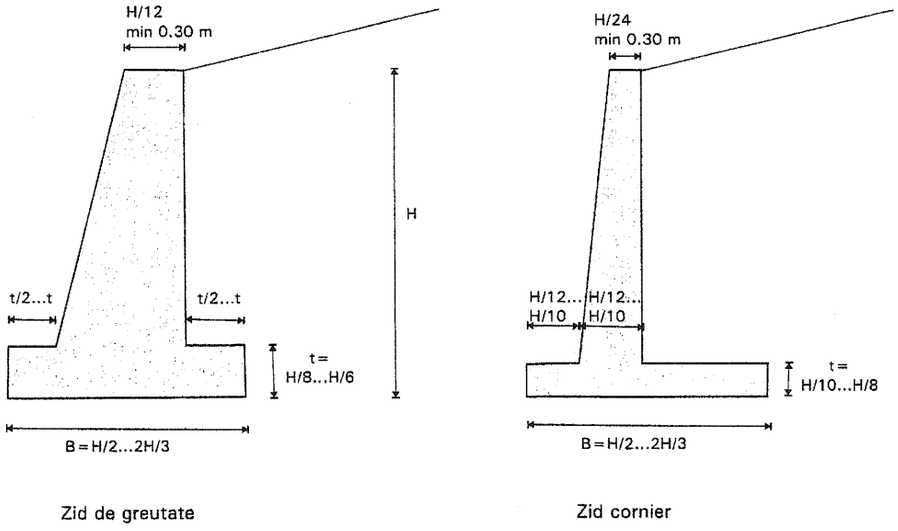


Figura III.21. Predimensionarea zidurilor de sprijin

III.4.2 Verificarea la alunecare pe talpă

Verificarea la alunecarea pe talpă presupune calculul unui factor de siguranță $F_{s,al}$ egal cu:

$$F_{s,al} = \frac{F_f}{H}, \qquad \textit{(Ec. III-12)}$$

unde (vezi Figura III.22):

F_f – forța de frecare dezvoltată pe talpa zidului, egală cu:

$$F_f = \mu N, \qquad \textit{(Ec. III-13)}$$

cu μ - coeficientul de frecare teren/talpa zidului şi N – rezultanta forțelor normale pe baza zidului,

H – rezultanta forțelor orizontale care produc alunecarea zidului pe talpă.

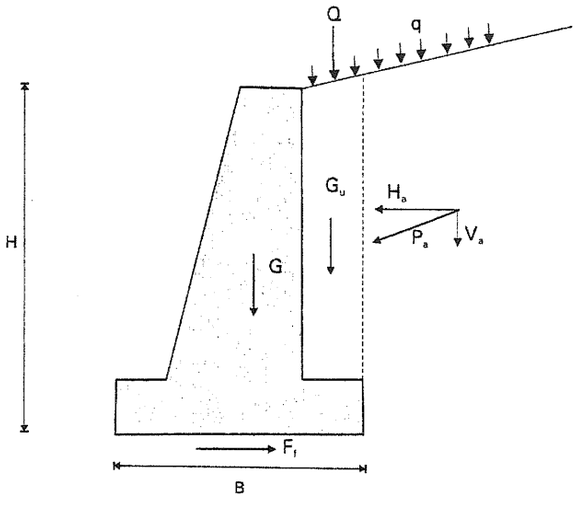


Figura III.22. Verificarea la alunecarea pe talpă a zidurilor de sprijin

Pentru cazul general prezentat în Figura III.22:

- G – greutatea zidului
- G_u – greutatea umpluturii de pământ ce sprijină pe consola amonte
- q – suprasarcina uniform distribuită pe suprafața terenului
- Q – rezultanta suprasarcinii pe lățimea consolei amonte
- P_a – împingerea activă
- H_a, V_a – componentele orizontală, respectiv verticală ale împingerii active
- F_f – forța de frecare pe talpă
- $H = H_a$

$$N = G + G_u + Q + V_a \qquad \textit{(Ec. III-14)}$$

Coeficientul de frecare, μ este tangenta unghiului de frecare teren/zid, δ, ale cărui valori au fost prezentate în capitolul I. În Tabelul III-1 sunt prezentate alte câteva valori uzuale ale coeficientului de frecare μ pentru contact beton/teren.

Valoarea $F_{s,al}$ astfel calculată este comparată cu factorul de siguranță admisibil, $F_{s,al.\,adm}$ care este de 1.3 – 1.5.

Tabelul III-1. Valori uzuale ale coeficientului de frecare μ pentru contact beton/teren

Tip de pământ	μ
Argile cu $0.25 < I_c < 0.5$	0.20
Argile cu $0.5 \leq I_c < 0.75$	0.25
Argile cu $I_c \geq 0.75$	0.30
Argile nisipoase, nisipuri argiloase şi pământuri prăfoase	0.30
Nisipuri fine	0.40
Nisipuri mijlocii şi mari	0.45
Pietrişuri şi bolovănişuri	0.50
Terenuri stâncoase	0.60

De obicei, verificarea la alunecare pe talpă este cea mai severă. Dacă ea nu este asigurată se pot lua următoarele măsuri pentru îmbunătăţirea stabilităţii:

- mărirea lăţimii tălpii, *B*;
- înclinarea tălpii zidului din aval spre amonte, cu un unghi α de maximum 10° (Figura III.23).

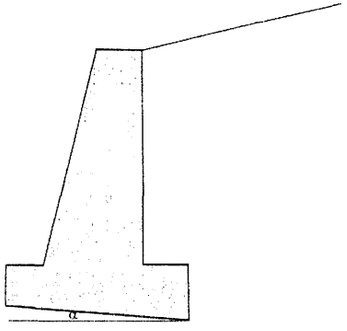


Figura III.23. Înclinarea tălpii pentru îmbunătăţirea stabilităţii

În acest caz, expresia factorului de siguranţă la alunecare, $F_{s,al}$ devine:

$$F_{s,al} = \frac{\mu(N\cos\alpha + H\sin\alpha)}{H\cos\alpha - N\sin\alpha}. \qquad \text{(Ec. III-15)}$$

- pentru zidurile de înălţime mare, de regulă de tip cornier, prevederea unui pinten (Figura III.24).

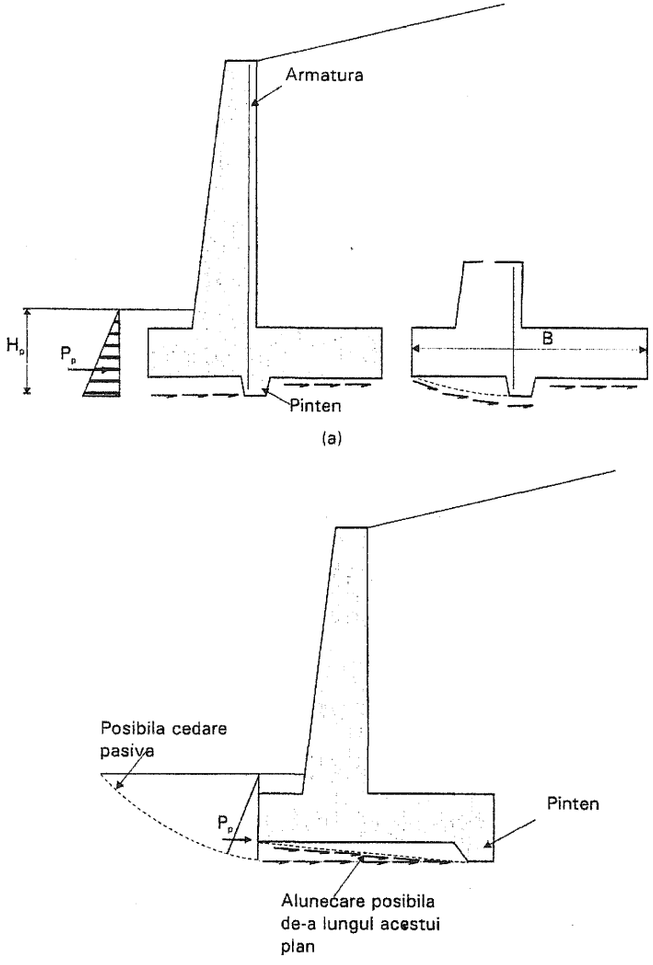


Figura III.24. Folosirea pintenilor pentru îmbunătăţirea stabilităţii

Amplasarea pintenului se poate face ca în Figura III.24 a), în prelungirea inimii zidului, situaţie comodă pentru execuţie deoarece permite extinderea armăturii prin bază şi pinten. Aşa cum este arătat în figură, poate apare o suprafaţă de cedare, astfel încât sporul de stabilitate este practic nesemnificativ. Lungimea pe care se dezvoltă forţele de frecare (şi, eventual şi de adeziune) este aproape egală cu lăţimea, *B* a tălpii.

Este mai eficientă amplasarea pintenului la capătul amonte al tălpii, ca în Figura III.24 b).

Împingerea pământului asupra zidului este redusă prin dezvoltarea presiunii pasive, P_p.

III.4.3 Verificarea la răsturnare

Zidul are tendința de a se răsturna în jurul punctului M (Figura III.25).

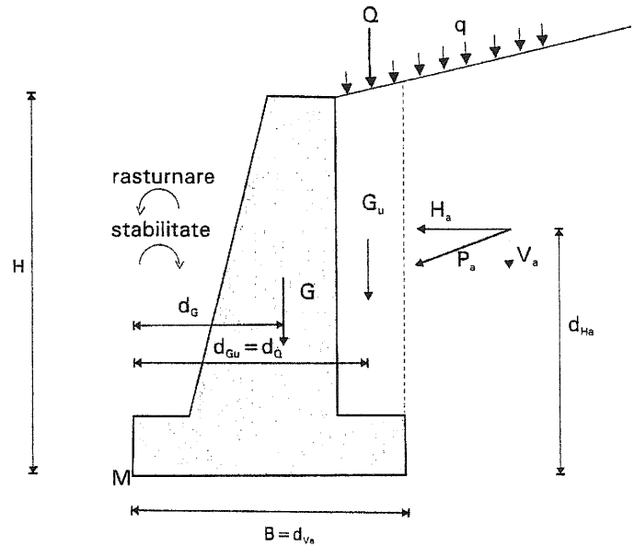


Figura III.25. Verificarea la răsturnare a zidurilor de sprijin

Factorul de siguranță la răsturnare, $F_{s,r}$ este egal cu:

$$F_{s,r} = \frac{\text{Momentul de stabilitate}}{\text{Momentul de rasturnare}} = \frac{M_{stab}}{M_{rast}}. \qquad \text{(Ec. III-16)}$$

Pentru cazul general prezentat în Figura III.25 şi cu notațiile din această figură:

$$F_{s,r} = \frac{G \cdot d_G + G_u \cdot d_{Gu} + Q \cdot d_Q + V_a \cdot d_{Va}}{H_a \cdot d_{Ha}}. \qquad \text{(Ec. III-17)}$$

Valoarea $F_{s,r}$ astfel calculată este comparată cu factorul de siguranță admisibil, $F_{s,r.\,adm}$ care este de cca 1.5 – 2.0.

III.4.4 Verificarea presiunilor pe teren

Reducând toate forțele la mijlocul bazei zidului (punctul O), se poate calcula diagrama de presiuni pe teren în ipoteza variației lineare a presiunilor (Figura III.26).

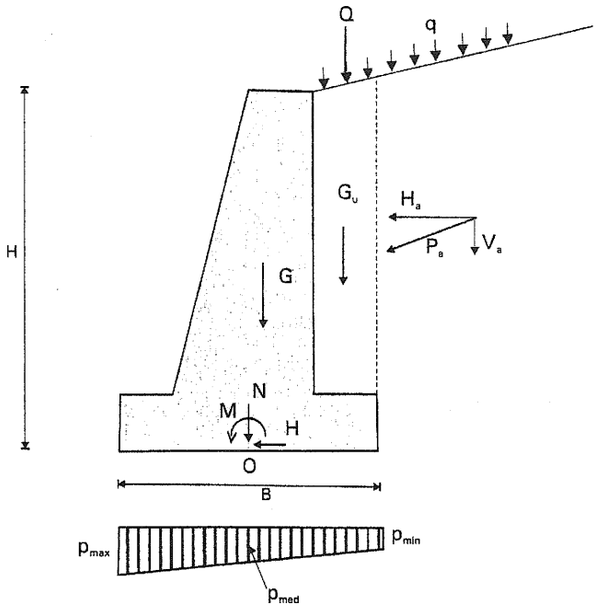


Figura III.26. Verificarea presiunilor pe teren

N – rezultanta forțelor verticale,
H – rezultanta forțelor orizontale,
M – momentul tuturor forțelor față de punctul O.

$$p_{med} = \frac{N}{A} = \frac{N}{B \cdot 1m} \qquad \text{(Ec. III-18)}$$

$$p_{max,min} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{N}{B \cdot 1m} \pm \frac{M}{B^2 \cdot 1m / 6} \qquad \text{(Ec. III-19)}$$

Verificarea presiunilor pe teren:

- pentru gruparea fundamentală de acțiuni:

$p_{med} \le p_{conv}$

$p_{max} \le 1.2\ p_{conv}$ (Ec. III-20)

$p_{min} \ge 0$

- pentru gruparea specială de acțiuni:

$p_{med} \leq 1.2 p_{conv}$

$p_{max} \leq 1.4\ p_{conv}$ (Ec. III-21)

$p_{min} \geq 0$

p_{conv} este presiunea convențională a terenului, determinată conform STAS 3300-1/85.

Condiția $p_{min} \geq 0$ exprimă condiția ca rezultanta tuturor forțelor, R să se situeze în treimea mijlocie a tălpii, respectiv excentricitatea, e să îndeplinească condiția:

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{6}. \qquad \text{(Ec. III-22)}$$

III.4.5 Verificarea stabilității globale

Verificarea stabilității globale presupune verificarea stabilității zidului şi masivului la alunecare pe suprafețe circulare (Figura III.27).

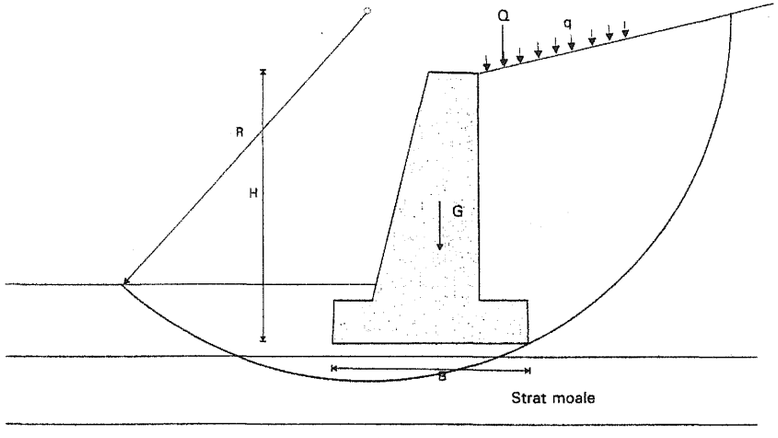


Figura III.27. Verificarea stabilității globale a zidurilor de sprijin

Verificarea se face ca pentru orice analiză de stabilitate, folosind una dintre metodele care acceptă suprafețe de cedare circular – cilindrice (de exemplu, Fellenius), incluzând în calcul greutatea zidului de sprijin, G şi suprasarcina, q.

Suprafețele de cedare analizate trebuie să treacă prin extremitatea amonte a bazei zidului.

Factorul de stabilitate minim astfel obținut, $F_{s,\,min}$ trebuie comparat cu factorul de stabilitate minim admis, $F_{s,\,adm}$, egal de regulă cu 1.3 pentru gruparea fundamentală de acțiuni şi de cca 1.1 pentru gruparea specială de acțiuni:

$$F_{s,min} \geq F_{s,adm.} \qquad \text{(Ec. III-23)}$$

III.4.6 Dimensionarea armăturii zidurilor cornier

Zidurile cornier trebuie prevăzute cu armături ca în Figura III.28.

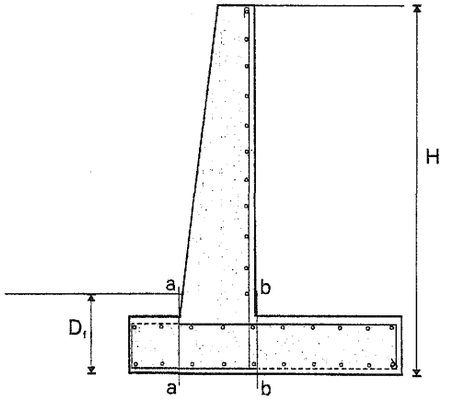


Figura III.28. Armarea zidurilor cornier

Pentru calculul ariei necesare de armătură se calculează momentul încovoietor în secțiunile critice de racord între inima şi talpa zidului, respectiv a-a, b-b şi a-b, conform schemelor din Figura III.29.

Inima zidului este acționată de presiunea activă a pământului (în cazul prezentat în Figura III.28 pentru suprafață orizontală a terenului şi fără suprasarcină), P_a. Momentul în secțiunea *b-b* este notat cu *M*.

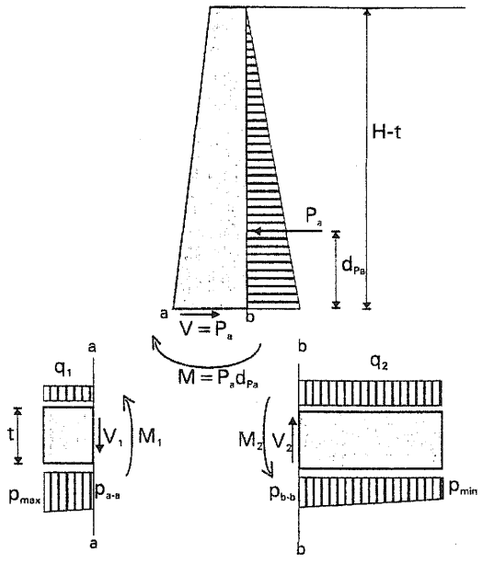


Figura III.29. Calculul armăturii zidurilor cornier

Pentru înălțimi relativi mici ale zidului, H se utilizează aceeaşi secțiune de armătură pe toată înălțimea, de aceea este suficient a se calcula aria necesară de armătură pe baza momentului de la baza inimii, M.

Pentru valori mai mari ale lui H se poate folosi o secțiune variabilă de armătură, caz în care trebuie evaluat momentul încovoietor în diferite secțiuni ale inimii (de exemplu la fiecare $H/4$).

Rezultă astfel armătura verticală din inima zidului, pe metru liniar de zid.

Armătura longitudinală (orizontală) este constructivă.

Pentru talpa zidului se analizează secțiunile *a-a* şi *b-b*.

Consola din stânga secțiunii a-a este acționată de sus în jos de o sarcină uniform distribuită notată cu q_1 dată de greutatea de pământ de grosime $D_f - t$:

$$q_1 = \gamma(D_f - t), \qquad \textit{(Ec. III-24)}$$

iar de jos în sus de diagrama de presiuni corespunzătoare (Figura III.29).

Se înlocuieşte partea din dreapta a tălpii cu o forță verticală, V_1 şi un moment, M_1. Scriind echilibrul de forțe pe verticală şi ecuația de momente în secțiunea *a-a*, rezultă valorile V_1 şi M_1.

Se calculează aria necesară de armătură pentru a prelua momentul încovoietor M_1.

Consola din dreapta secțiunii *b-b* este acționată de sus în jos de o sarcină uniform distribuită notată cu q_2, dată de greutatea de pământ de grosime $H - t$:

$$q_1 = \gamma(H - t), \qquad \textit{(Ec. III-25)}$$

iar de jos în sus de diagrama de presiuni corespunzătoare (Figura III.29).

Se înlocuieşte partea din stânga a tălpii cu o forță verticală, V_2 şi un moment, M_2. Scriind echilibrul de forțe pe verticală şi ecuația de momente în secțiunea *b-b*, rezultă valorile V_2 şi M_2.

Se calculează aria necesară de armătură pentru a prelua momentul încovoietor M_2.

Dacă rezultă ca necesară armarea pe o singură direcție pentru ambele secțiuni, armătura de jos (rezultată din M_1 în secțiunea *a-a*) se extinde pe toată talpa zidului. Acelaşi lucru pentru armătura de sus, rezultată din M_2, în secțiunea *b-b*.

Dacă este necesară armarea pe două direcții, se va extinde pe toată lățimea zidului maximul rezultat din cele două secțiuni de calcul.

III.4.7 Calculul zidurilor cu contraforți

Dimensiunea bazei contrafortului se ia, de regulă, egală cu $(0.5 - 0.7)H$, iar consolele amonte şi aval au dimensiuni ca pentru zidurile cornier clasice.

Distanța dintre contraforți variază între $(0.3 - 0.5)H$, iar grosimea lor este de cca. 300 mm.

Verificările la alunecare pe talpă, răsturnare şi presiuni pe teren se fac ca pentru cazul clasic.

În prezent, calculul unor astfel de ziduri se realizează computerizat, cu metoda elementului finit.

Zidul poate fi considerat ca o placă fixată pe 3 laturi şi calculat aproximativ considerând această schemă. Pe baza rezultatelor obținute cu metoda elementului finit se determină eforturile tangențiale în nodurile rețelei la care se verifică grosimea elementului, precum şi momentele încovoietoare pe baza cărora se determină aria necesară de armătură. Sunt necesare mai multe încercări pentru a optimiza grosimea inimii zidului.

Pe baza eforturilor tangențiale din nodurile aferente contrafortului se determină armătura necesară pentru fixarea contrafortului în zid.

Pentru consola amonte a tălpii se adoptă o schemă similară de calcul, cu o placă fixată pe 3 laturi.

Pentru consola aval a tălpii se procedează ca pentru zidul cornier clasic.

Contraforții sunt calculați ca grinzi „T". Armătura contraforților trebuie să preia eforturile de întindere dintre contrafort şi consola amonte, respectiv dintre inima zidului şi contrafort, obținute pe baza analizei în elemente finite.

III.4.8 Calculul zidurilor din gabioane

Calculul zidurilor de greutate din gabioane se face analizând:
- stabilitatea externă, prin verificarea stabilității la alunecare pe talpă, la răsturnare, presiuni pe teren şi la pierderea generală a stabilității, aşa cum a fost arătat mai sus;
- stabilitatea internă, prin verificarea în fiecare secțiune orizontală dacă rezultanta forțelor cade în interiorul sâmburelui central.

Pentru verificarea la stabilitatea la alunecare pe talpă (stabilitate externă) se va considera ca unghi de frecare pe bază unghiul de frecare internă al terenului de fundare.

Pentru verificarea stabilității la alunecare la contactul dintre gabioane (stabilitate internă), care trebuie realizată pentru toate secțiunile orizontale de deasupra bazei zidului, se va considera unghiul de frecare internă a umpluturii de piatră din gabioane, fără a se conta în nici un fel pe sârma (sau polimerii) din care este realizată cutia.

Presiunea umpluturii sau terenului aflat în spatele zidului din gabioane se calculează pe un plan virtual care se obține unind colțul amonte sus al primului gabion de sus cu colțul din amonte jos al ultimului gabion de jos.

III.4.9 Calculul zidurilor din căsoaie

Pentru calculul zidurilor de sprijin realizate din căsoaie există două abordări:
1. metoda monolitului
2. metoda silozului

În metoda monolitului, zidul este dimensionat ca un zid de greutate cu lățimea *B* dintre fețele exterioare ale grinzilor longitudinale (Figura III.30), utilizând o greutate volumică medie. Se aplică principiile de calcul prezentate pentru zidurile de greutate.

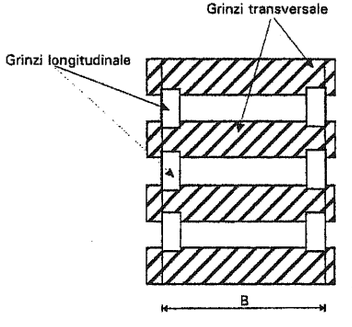


Figura III.30. Definirea lățimii efective a zidului

Stabilitatea la alunecare trebuie verificată la fiecare nivel al structurii (vezi şi Figura III.35). Dacă zidul este prevăzut cu o bază continuă de beton, atunci zidul

poate fi tratat ca un zid de greutate alcătuit din schelet şi umplutura interioară. În acest caz, se recomandă un factor de stabilitate minim la alunecare de 1.5.

Stabilitatea la alunecare poate fi îmbunătățită prin înclinarea bazei sau prin prevederea unui pinten. Dacă zidul nu este prevăzut cu o bază continuă de beton, dar are suporți intercalați între două grinzi longitudinale, sub acestea, atunci o parte din masa umpluturii interioare e transferată direct la teren. Verificarea stabilității la alunecare trebuie să țină cont de acest aspect, ca şi de coeficientul de frecare diferit, respectiv bază/teren şi umplutură/teren.

Stabilitatea la răsturnare trebuie verificată pentru structura în ansamblu, ca şi la fiecare secțiune orizontala prin zid. Experiența a arătat că zidurile din căsoaie sunt mai stabile la răsturnare decât se obține din teoria monolitului. Flexibilitatea acestor structuri permite transferul încărcărilor de la îmbinările frontale la cele posterioare. Brandl (1987) propune în acest caz un factor de stabilitate minim la răsturnare mai mic decât pentru zidurile de greutate, respectiv 1.1.

Dacă se presupune o distribuție lineară a presiunilor într-o secțiune, pentru a se asigura ca îmbinările dintre elemente nu se desfac, toata secțiunea transversală trebuie să fie supusă la compresiune şi rezistența forțelor să fie în sâmburele central: $e \le \frac{B}{6}$.

Această metodă este conservatoare, supradimensionând structura.

Pentru metoda silozului se aplică aceleaşi principii ca cele prezentate pentru zidurile cu umplutură îngustă (paragraful III.3.6).

Forțele de frecare dezvoltate între umplutura din căsoaie şi scheletul acestora reduc presiunea verticală a pământului la o valoare inferioară presiunii geologice, σ_g (Figura III.31). Acest efect este cunoscut sub denumirea de „efect de boltă" sau „efect de siloz". El transferă o parte a greutății umpluturii către scheletul căsoaielor, îmbunătățind stabilitatea.

Se presupune o distribuție uniformă a presiunilor verticale în interiorul unei celule a căsoaielor.

Astfel, pentru umpluturi slab coezive, se poate scrie, conform teoriei Janssen:

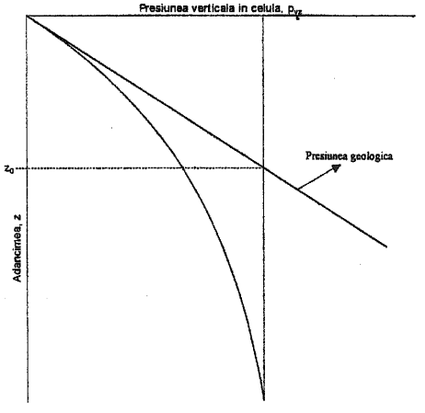


Figura III.31. Distribuția presiunii verticale în celulă funcție de adâncime

$$p_{vz} = \left(\gamma - c'\frac{U}{A}\right) z_0 \left(1 - e^{-\frac{z}{z_0}}\right), \qquad \text{(Ec. III-26)}$$

unde:

p_{vz} este presiunea verticală în celulă,

γ - greutatea volumică a umpluturii din căsoaie,

U – perimetrul interior al celulei,

A – secțiunea celulei,

z – adâncimea secțiunii transversale în care se face calculul față de nivelul superior al zidului,

$$z_0 = \frac{A}{U} \cdot \frac{1}{k \tan \delta_i}, \qquad \text{(Ec. III-27)}$$

cu:

k – coeficientul împingerii laterale a pământului (umpluturii),

δ_i – unghiul de frecare la interfața între umplutura interioară şi scheletul căsoaielor.

„$k\tan\delta_i$" este denumit parametrul silozului.

Coeziunea este de obicei neglijată în calcule.

Valoarea maximă a presiunii:

$$p_{vz\,max} = \frac{A}{U} \cdot \frac{\gamma}{k \tan \delta_i}. \qquad \text{(Ec. III-28)}$$

O suprasarcină amplasată la partea superioară a silozului nu va duce la creşterea valorii maxime a presiunii verticale, dar va mări presiunea verticală în vecinătatea nivelului superior al zidului:

$$p_{vz} = \gamma z_0 \left(1 - e^{-\frac{z}{z_0}}\right) + qe^{-\frac{z}{z_0}}. \qquad \text{(Ec. III-29)}$$

Ipoteza distribuției uniforme a presiunilor verticale pe lățimea celulei este infirmată de Brandl care a descoperit că variația este asimetrică (Figura III.32).

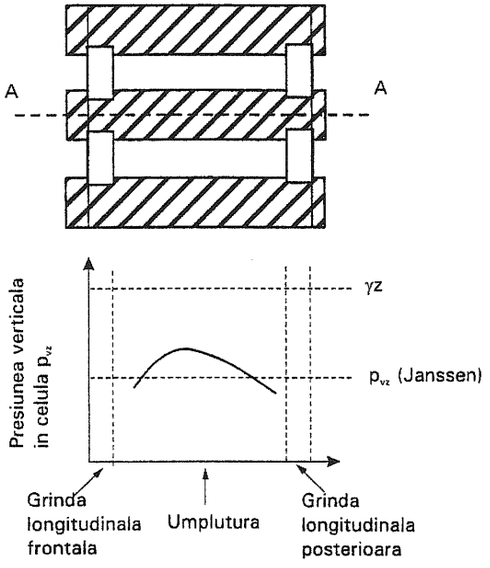


Figura III.32. Distribuția presiunilor verticale în celulă (Brandl, 1987)

Deschiderile din fațada zidului reduc presiunea din celulă în vecinătatea acesteia, dar suprasarcinile şi presiunile datorate umpluturii din spatele zidului împinge poziția vârfului de presiune spre fațada zidului.

Cu cât înălțimea zidului creşte, cu atât presiunea verticală în celulă creşte față de valoarea determinată cu teoria Janssen. Explicația stă în faptul că gradul de compactare al umpluturii interioare variază, ca şi coeficientul presiunii laterale, k şi unghiul de frecare, δ_i.

La nivele inferioare ale zidului umplutura interioară este de obicei supracompactată, reducând astfel „efectul de siloz". Pentru a ține cont de aceste variatii, se poate varia parametrul de siloz cu adâncimea: $k\tan\delta_i$ este înlocuit în formulele III-26 – III-27 cu $xk\tan\delta_i$, unde x este un factor de reducere (Figura III.33).

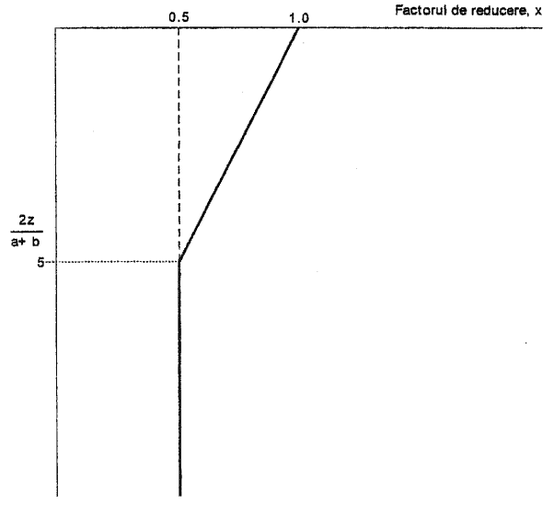


Figura III.33. Factorul de reducere, x (Brandl, 1980)

Esențial pentru o proiectare economică este ca proporțiile celulei să fie alese astfel încât să inducă efectul de siloz (Figura III.34).

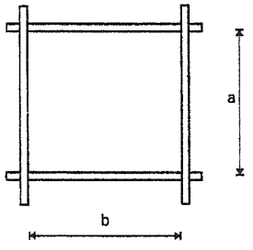


Figura III.34. Definirea factorului de formă

Factorul de formă:

$$m = \frac{a}{b}, \qquad \textit{(Ec. III-30)}$$

cu a – lungimea celulei (distanța orizontală între grinzile transversale) şi b – lățimea celulei (distanța orizontală dintre grinzile longitudinale). Se recomandă valori $m \leq 1$.

Coeficientul presiunii laterale a umpluturii este de obicei luat egal cu k_0, coeficientul presiunii în stare de repaos.

Pentru unghiul de frecare dintre umplutura interioară şi elementele căsoaielor, Brandl recomandă valoarea $\frac{2}{3}\phi'$, unde ϕ este unghiul de frecare internă efectiv al umpluturii.

Stabilitatea la alunecare la un anumit nivel al zidului depinde de extinderea

efectului de siloz. În acest caz este recomandată o abordare bazată pe valori limită.

Utilizarea valorilor medii pentru γ şi δ_f supraestimează rezistența la forfecare. De aceea, trebuie considerată separat stabilitatea la alunecare a umpluturii interioare şi a elementelor scheletului căsoaielor. Nu se ia în considerare încleştarea dintre elemente.

Cu notațiile din Figura III.35, forța de rezistență pe bază (forța de frecare) trebuie să fie minimul dintre:

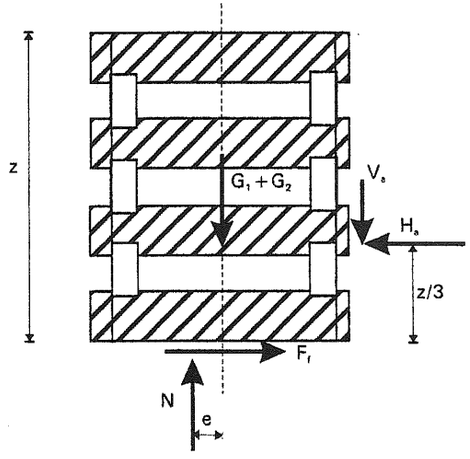


Figura III.35. Verificarea stabilității la alunecare

$$F_f = \mu(G_1 + G_2 + V_a) \qquad \textit{(Ec. III-31)}$$

şi

$$F_f = (G_1 + 0.2G_2 + V_a)\mu + 0.8G_2 \tan\phi', \qquad \textit{(Ec. III-32)}$$

unde: μ - coeficientul de frecare între elementele scheletului căsoaielor (beton/beton de exemplu),

G_1 – greutatea scheletului căsoaielor,

G_2 – greutatea umpluturii interioare,

V_a – componenta verticală a presiunii active a terenului (umpluturii) din spatele zidului,

ϕ' – unghiul de frecare internă efectiv al umpluturii interne.

Pentru stabilitatea la răsturnare, Brandl propune o abordare bazată pe deschiderea îmbinărilor dintre elemente. Greutatea umpluturii interioare nu este probabil total utilizată pentru determinarea rezistenței la răsturnare, ci mai curând partea de greutatea transferată scheletului căsoaielor prin forțele de frecare. Fracțiune de greutate transferată scheletului, G_2' poate fi calculată ca diferența dintre greutatea totală şi produsul dintre presiunea verticală medie în celulă şi aria secțiunii transversale a celulei:

$$G_2' = A\gamma\left[z - z_0\left(1 - e^{-\frac{z}{z_0}}\right)\right]. \qquad \text{(Ec. III-33)}$$

Datorită incertitudinii producerii efectului de siloz se poate conta doar pe 20% din G_2'.

Cu notațiile din Figura III.36:

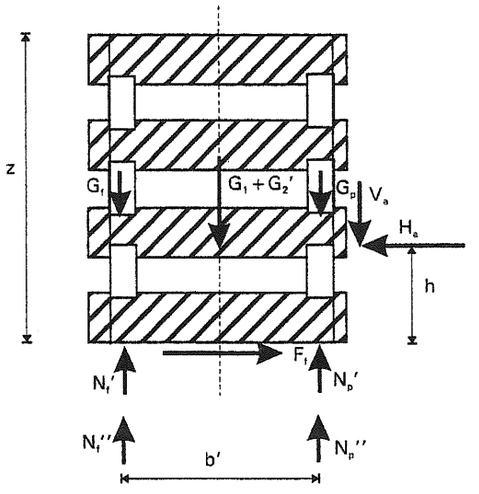


Figura III.36. Verificarea stabilității la răsturnare

Factorul de siguranța, F_s este egal cu:

$$F_s = \frac{N_p'}{N_p''}, \qquad \text{(Ec. III-34)}$$

unde:

N_p' – forța în îmbinările posterioare datorate încărcărilor verticale,
N_p'' – forța în îmbinările posterioare datorate încărcărilor orizontale,

$$N_p' = \frac{G_1}{2} + \frac{G_2'}{2} + G_p + V_a, \qquad \text{(Ec. III-35)}$$

$$N_p'' = \frac{H_a \cdot h}{b'}, \qquad \text{(Ec. III-36)}$$

UNIVERSITATEA TEHNICĂ DE CONSTRUCȚII BUCUREȘTI
BIBLIOTECA
Nr.
Inv.

cu: G_p – greutatea coloanei de umplutură dintre grinzile longitudinale posterioare.

Verificarea presiunilor pe teren se face la fel ca la zidurile de greutate.

Stabilitatea generală trebuie verificată pentru suprafețe de alunecare care trec pe sub structură, dar și, parțial, prin aceasta.

Presiunile date de umplutura interioară și de terenul din spatele zidului determină forțe axiale de tracțiune, de încovoiere, de forfecare și forțe torsionale în elementele căsoaielor. Valorile acestor forțe depind în mare măsură de extinderea efectului de siloz.

Pentru calculul elementelor scheletului căsoaielor se folosesc schemele din Figura III.37 (după Brandl).

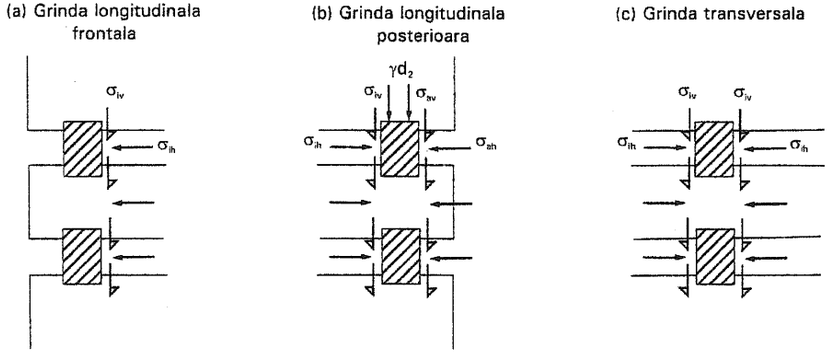


Figura III.37. Forțe laterale pe elementele scheletului căsoaielor

Grinzile transversale sunt considerate a fi încărcate simetric și nu sunt calculate pentru a prelua încărcări laterale. Aceasta limitează diferențele de înălțime ale umpluturii care pot fi tolerate între celulele adiacente. Dacă greutatea umpluturii care sprijină direct deasupra grinzilor longitudinale frontale este neglijată și se presupune că efectul de siloz dintre grinzile longitudinale este maxim, atunci diferența dintre presiunile date de umplutură și de terenul din spate este presupusă a fi preluată integral de grinzile longitudinale posterioare.

Daca zidul nu se deplasează și nu se deformează, atunci presiunea pământului datorată terenului din spatele zidului va corespunde stării de repaus: pe termen scurt efectul de boltă dintre elemente poate împiedica deplasarea terenului. De aceea, grinzile longitudinale posterioare trebuie calculate pentru a prelua presiunea în stare de repaus a terenului din spatele zidului.

Din motive de economie, siguranță și simplificare a execuției, grinzile longitudinale frontale și posterioare sunt identice, proiectarea făcându-se în cazul cel mai pesimist, respectiv pentru încărcările de pe grinzile frontale.

Presiunile din celule induc eforturi de încovoiere și de forfecare în grinzile transversale. De asemenea, grinzile transversale vor fi supuse unei întinderi axiale datorate împingerii umpluturii interioare asupra grinzilor longitudinale și care este transferată către grinzile transversale prin frecare și/sau încleștare.

Cu notațiile din Figura III.38:

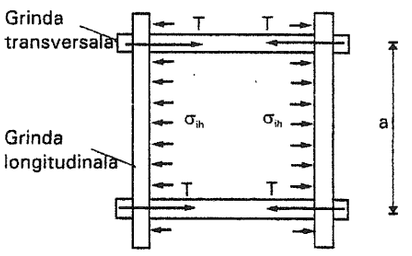


Figura III.38.Forțe de tracțiune în grinzile transversale

$$T = \sigma_{ih} a(d_1 + d_2), \qquad \text{(Ec. III-37)}$$

unde:

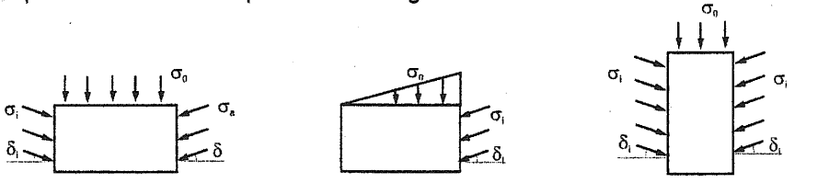
T – forța de tracțiune în grinzile transversale,
σ_{ih} – componenta orizontala a presiunii din celulă,
a – distanța orizontală dintre grinzile transversale,
d_1 – adâncimea grinzilor longitudinale,
d_2 – distanța verticală dintre grinzile longitudinale.

Pentru a determina încărcările pe elementele căsoaielor, Brandl presupune că efectul de boltă din interiorul umpluturii apare astfel încât presiunile date de umplutura dintre grinzile longitudinale acționează asupra grinzilor longitudinale. efectul maxim de boltă apare când:

$$\frac{d_1}{d_1 + d_2} \geq 0.4. \qquad \text{(Ec. III-38)}$$

Valorile tipice ale acestui raport sunt, în general, între 0.3 şi 0.6.

Deoarece încărcările din elemente nu pot fi determinate exact, proiectarea se face pe baza valorilor limită rezultate din cea mai pesimistă combinație de încărcări. În tabelele următoare sunt prezentate valorile limită conform normelor germane, combinațiile de încărcări fiind prezentate în Figura III.39.



a) grizi longitudinale posterioare

b) grinzi longitudinale frontale

c) grinzi transversale

Figura III.39. Scheme de încărcare laterală ale elementelor căsoaielor

Tabelul III-2. Valori limită pentru încărcările pe grinzile longitudinale posterioare

Efort	Valoare minimă	Valoare maximă
σ_{ih} componenta orizontală a presiunii din celulă	$\sigma_{ih} = p_{hz} = k_0 p_{vz}$	$\sigma_{ih} = p_{hz}$ $p_{hz} = 2k_0 p_{vz}$ - *pentru primii 2m de zid* $p_{hz} = k_0 p_{vz}$
σ_{iv} componenta verticală a presiunii din celulă	$\sigma_{iv} = \sigma_{ih} \tan\delta_i$	$\sigma_{iv} = \sigma_{ih\,max} \tan\delta_i$ (unde σ_{ihmax} este valoarea maximă dată mai sus)
σ_0	$\sigma_0 = \gamma d_2$	$\sigma_0 = \gamma d_2$

Tabelul III-3. Valori limită pentru încărcările pe grinzile longitudinale frontale

Efort	Valoare minimă	Valoare maximă
σ_{ih} componenta orizontală a presiunii din celulă	$\sigma_{ih} = 0$	$\sigma_{ih} = \sigma_{ih\,max}/2$ (unde σ_{ihmax} este valoarea maximă pentru grinzile longitudinale posterioare)
σ_{iv} componenta verticală a presiunii din celulă	$\sigma_{iv} = 0$	$\sigma_{iv} = \sigma_{ih} \tan\delta_i$ (unde σ_{ih} este valoarea de mai sus)
σ_0	$\sigma_0 = \gamma d_2$	$\sigma_0 = \gamma d_2$

Pentru grinzile transversale se vor considera aceleaşi formule ca pentru grinzile longitudinale posterioare, dar pentru dimensiunile corespunzătoare.

Trebuie acordată atenție faptului că eforturile din elemente în condiții de stivuire şi transport pot fi mai mari decât cele din exploatare.

Forțele din îmbinări: Brandl a descoperit prin experimente că forțele la nivelul îmbinărilor variază între valorile determinate din presiunea verticală, p_{vz} (Janssen) şi o presiune verticală egală cu $0.5(p_{vz} + \gamma z)$. Valorile maxime ale forțelor din îmbinări pot fi determinate cu metoda monolitului pentru îmbinările frontale (Figura III.40).

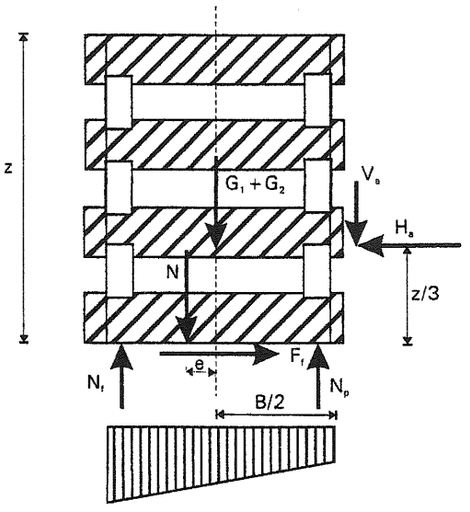


Figura III.40. Calculul forțelor în îmbinări cu teoria monolitului

$$N_f, N_p = N\left(0.5 \pm \frac{e}{B}\right), \qquad \text{(Ec. III-39)}$$

N – forța normală în secțiunea considerată,
N_f - forța normală în îmbinările frontale,
N_p – forța normală în îmbinările posterioare,
e – excentricitatea,
B – lățimea zidului.

O înclinare spre spate a zidului duce la o încărcare mai mare a îmbinărilor posterioare față de cele frontale.

Forțele maxime în îmbinări apar atunci când toată greutatea umpluturii interioare este transferată structurii:

$$N_f = \frac{G_1 + G_2}{2} + \frac{H_a z}{3b'} \qquad \text{(Ec. III-40)}$$

$$N_p = \frac{G_1 + G_2}{2} + \frac{H_a z}{3b'} + V_a \qquad \text{(Ec. III-41)}$$

unde:

b' este distanța dintre axele grinzilor longitudinale frontale şi posterioare.

Rezistența la frecare a îmbinărilor, care se opune tendinței de alunecare, va duce la o excentricitate a forțelor de deasupra şi de dedesubtul grinzilor transversale,

e (Figura III.41). Acestea din urmă trebuie proiectate să reziste momentului (Re), unde R este rezultanta forțelor din îmbinări.

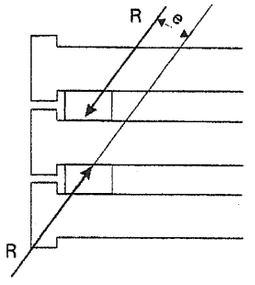


Figura III.41. Excentricitatea forțelor din îmbinări

Dimensiuni: Tschebotarioff (1952) propune un raport de 2:1 între adâncimea grinzilor longitudinale şi distanța pe verticală dintre ele, dar şi structuri cu rapoarte de 0.75:1 au dat rezultate. Brandl propune ca distanța pe verticală dintre grinzile longitudinale (din beton) să fie între 150 mm şi 450 mm, iar pentru lemn de 75 mm.

Înălțimea indicată pentru structuri cu un rând de celule este de 3 m, pentru înălțimi mai mari fiind recomandate cele cu 2-3 rânduri de celule. Nu este economică continuarea secțiunii multi-celulă până la partea superioară a zidului. Zidul poate fi realizat în trepte spre amonte sau spre aval (Figura III.42).

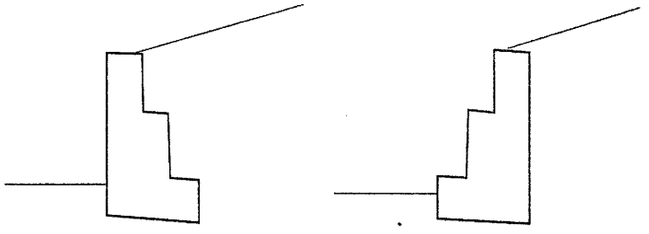


Figura III.42. Ziduri multi-celulă în trepte

Pentru calculul acestor ziduri este importantă alegerea planului care defineşte spatele zidului (Figura III.43).

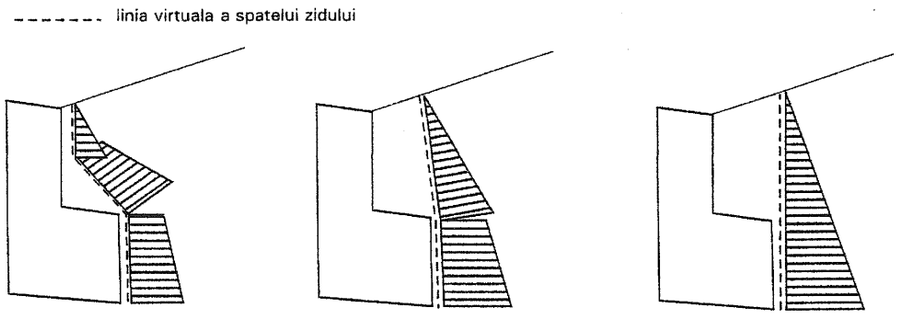


Figura III.43. Alegerea spatelui zidului la zidurile multi-celulă

Pentru zidurile cu trepte spre amonte, atât presiunea terenului din spate, cât şi presiunea din celule va fi mai mare în secţiunea cu înălţime parţială decât în cea care se dezvoltă pe toată înălţimea (Figura III.44).

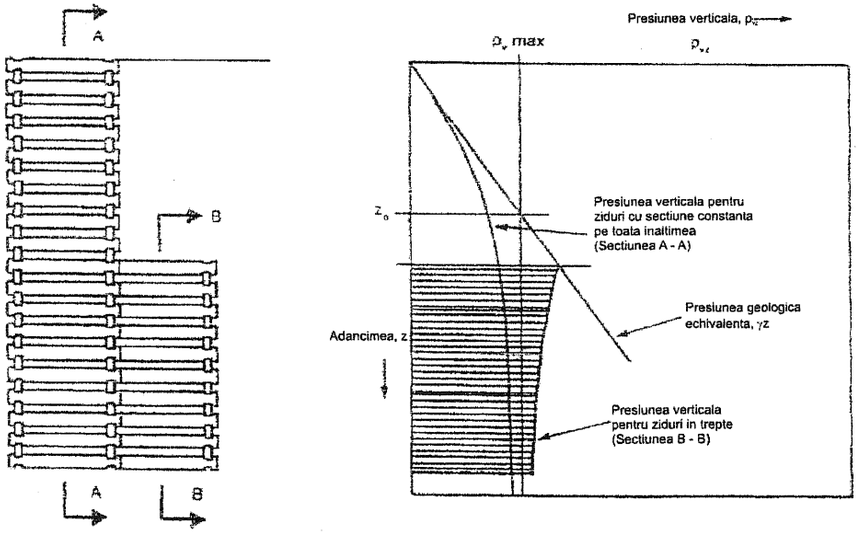


Figura III.44. Presiunea în celulă pentru ziduri în trepte

Secţiunile critice pentru calcul sunt cele de la schimbarea sectiunii şi imediat deasupra bazei structurii.

Zidurile multi-celulă sunt mai puţin flexibile, deci mai puţin adaptabile la tasări diferenţiate.

Calculul zidurilor din căsoaie utilizând cele două teorii prezentate poate fi rezumat conform schemei următoare:

1. Determinarea dimensiunilor optime ale zidului din verificarea stabilităţii la răsturnare
   - se admit condiţiile „active" pentru terenul din spatele zidului,
   - determinarea unghiului de frecare la interfaţă pentru spatele zidului,
   - se utilizează teoria monolitului.

2. Verificarea stabilităţii la alunecare
   - se analizează cedarea sub fundaţie (pe bază) şi între bază şi fundaţie, utilizând teoria monolitului,
   - se calculează rezistenţa la alunecare la fiecare secţiune a zidului folosind teoria silozului şi metoda cu valori limită.

3. Verificarea presiunilor pe teren
   - se utilizează teoria monolitului şi se presupune o distribuţie trapezoidală a presiunilor pe teren

4. Verificarea stabilităţii globale
   - se includ şi plane de cedare care trec prin zid

5. Verificarea capacităţii elementelor căsoaielor de a prelua forţele
   - se admit condiţiile „de repaus" pentru terenul din spatele zidului,
   - se calculează presiunile din celulă utilizând teoria silozului.

6. Verificarea capacităţii elementelor căsoaielor de a prelua forţele de la îmbinări
   - se utilizează teoria monolitului pentru a calcula forţele din îmbinări,
   - se iau în considerare presiunile în punctele de contact şi momentele încovoietoare suplimentare.

CAPITOLUL IV. LUCRĂRI DE CONSOLIDARE A VERSANȚILOR INSTABILI CU ELEMENTE FIŞATE

IV.1.Generalități

Stabilitatea pantelor poate fi îmbunătățită prin diferite metode, ca de exemplu:

- metode geometrice, care vizează reprofilarea pantei prin îndulcirea acesteia, introducerea de berme sau banchete etc;
- metode hidrologice, care au ca obiectiv eliminarea sau dirijarea apelor subterane sau de suprafață (drenaje de exemplu);
- metode mecanice, care vizează introducerea unor elemente de consolidare care să preia forțele date de împingerea pământului;
- metode fizice, chimice sau biologice care au ca obiectiv îmbunătățirea rezistenței terenului.

O sinteză a măsurilor constructive posibile este prezentată în Figura IV-1, după Manea, 1998.

Elementele mecanice de consolidare pot fi clasificate, de o manieră foarte generală în:

- lucrări continui: ziduri de sprijin (vezi Capitolul III), pereți îngropați, la care împingerea pământului se transmite integral la lucrarea de stabilizare, pe toată suprafața de contact dintre lucrare şi teren (Figura IV-2);

- lucrări parțial continue: ranforți din barete, coloane sau chesoane cu elemente de continuizare, la care împingerea pământului se transmite parțial şi la terenul din aval, prin golurile dintre elementele de stabilizare (Figura IV-3);

- lucrări discontinue, realizate din elemente izolate, la care transmiterea încărcărilor se bazează pe efectul de boltă, eficiența depinzând de distanța dintre elemente (Figura IV-4).

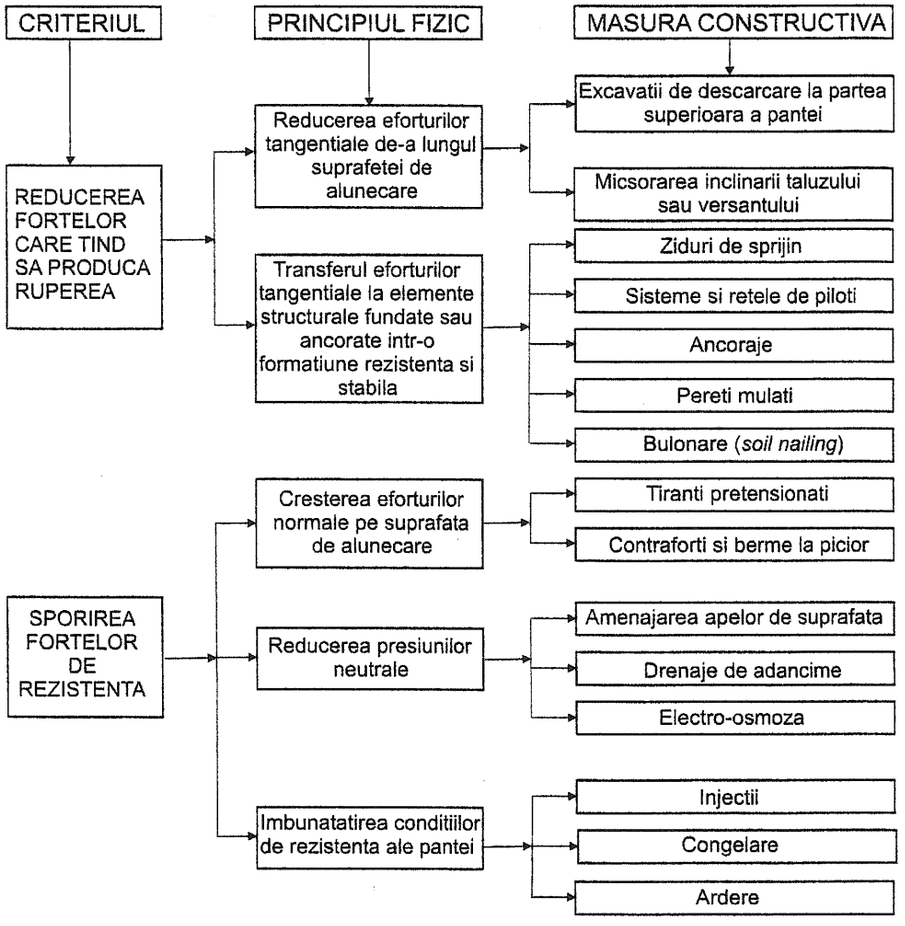

CRITERIUL
PRINCIPIUL FIZIC
MASURA CONSTRUCTIVA
REDUCEREA FORTELOR CARE TIND SA PRODUCA RUPEREA
Reducerea eforturilor tangentiale de-a lungul suprafetei de alunecare
Excavatii de descarcare la partea superioara a pantei
Micsorarea inclinarii taluzului sau versantului
Transferul eforturilor tangentiale la elemente structurale fundate sau ancorate intr-o formatiune rezistenta si stabila
Ziduri de sprijin
Sisteme si retele de piloti
Ancoraje
Pereti mulati
Bulonare (soil nailing)
SPORIREA FORTELOR DE REZISTENTA
Cresterea eforturilor normale pe suprafata de alunecare
Tiranti pretensionati
Contraforti si berme la picior
Reducerea presiunilor neutrale
Amenajarea apelor de suprafata
Drenaje de adancime
Electro-osmoza
Imbunatatirea conditiilor de rezistenta ale pantei
Injectii
Congelare
Ardere

Figura IV-1. Sinteza măsurilor constructive de consolidare a pantelor instabile (Manea, 1998)

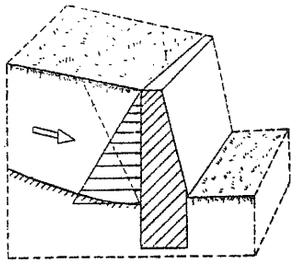


Figura IV-2. Transmiterea împingerii pământului la lucrările continui

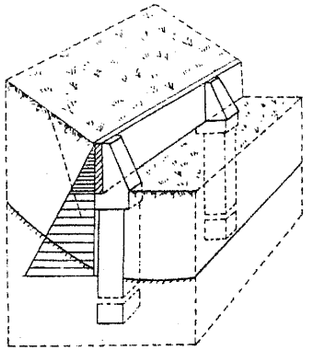


Figura IV-3. Transmiterea împingerii pământului la lucrările de consolidare parțial continui

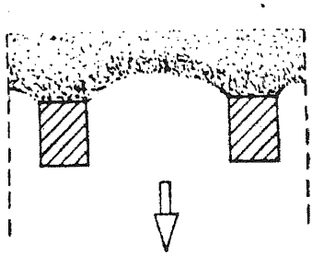


Figura IV-4. Efectul de boltă în cazul lucrărilor de stabilizare discontinui

În acest capitol vor fi abordate principalele aspecte de calcul pentru lucrările parțial continue și discontinue realizate cu elemente fișate de tipul piloților, coloanelor și baretelor.

IV.2. Tipuri de lucrări de consolidare cu elemente fișate

Elementele fișate sunt lucrări structurale de adâncime, cu rol de consolidare sau de fundare, care sunt încastrate în teren pe o distanță numită fișă.

Din această categorie fac parte piloții, coloanele sau baretele.

Piloții sunt elemente fișate caracterizate printr-un raport *D/B* (fișa/latură sau diametru) mai mare de 20.

Coloanele sunt varietăți de piloți executați pe loc, de diametru mare, caracterizate de un raport *D/B* mai mare de 10.

Baretele sunt elemente din beton armat cu capacitate mare de rezistență care se folosesc ca fundații de adâncime sau ca lucrări de consolidare a alunecărilor de teren. Sunt realizate prin excavarea unei gropi înguste cu secțiune cvasirectangulară în care se montează carcasa de armătură și se toarnă beton.

Piloții lucrează ca elemente supuse la sarcini laterale, distingându-se două tipuri de comportări în funcție de modul în care piloții răspund solicitărilor:

- piloții vor transmite sarcinile laterale terenului. În acest caz, sarcina orizontală a piloților constituie cauza, iar deplasările orizontale ale terenului apar ca efect. Piloții care lucrează în acest mod sunt denumiți piloți activi.
- piloții sunt supuși încărcărilor laterale prin mișcările laterale ale terenului. Aceste deplasări reprezintă cauza, iar sarcinile orizontale asupra piloților apar ca efect. Acești piloți sunt numiți piloți pasivi.

Utilizarea piloților ca elemente de consolidare a alunecărilor de teren prezintă multiple avantaje, printre care:

- dau posibilitatea de a se realiza numai susținerea mecanică a versantului, chiar în cazul prezenței unui complex de cauze care determină alunecarea;
- permit evitarea amenajării unui sistem de drenaj complicat, piloții izolați neîmpiedicând circulația apei;
- dau posibilitatea de stabilizare locală a alunecării, într-o anumită zonă a versantului;
- adâncimea lor de fundare mare permite a se ajunge la masivul nedeplasat (în loc);
- exclud tăieturile în versanți;
- nu necesită lucrări de întreținere și reparații.

Piloții și coloanele se utilizează, în general, pentru situații în care planul de alunecare este situat la cca 4 – 10 m adâncime, fiind încastrați în pământuri de consistență ridicată, la adâncimi de cca 7 – 9 m sub planul de alunecare. Pot fi realizați în terenuri cu litologie variată, inclusiv cu intercalații moi sau cu infiltrații de

apă. Pot fi încastrați și în terenuri stâncoase sau semi-stâncoase alterate, în funcție de tehnologia de execuție.

Ca tehnologii de execuție se recomandă utilizarea piloților executați pe loc prin forare, evitându-se procedeele care induc vibrații (batere, vibrare) ce pot destabiliza panta, ca și cele cu aport de apă (subspălare, de exemplu).

Piloții pot fi utilizați ca elemente discontinui, eventual solidarizați printr-un element de continuizare (grinzi, bolți etc.) sau ca elemente izolate (Figura IV-5), dar pot fi utilizați și pentru realizarea de pereți îngropați (Figura IV-6).

În Tabelul IV-1 este dat, orientativ, domeniul de utilizare a soluțiilor de consolidare a pantelor cu coloane de beton armat:

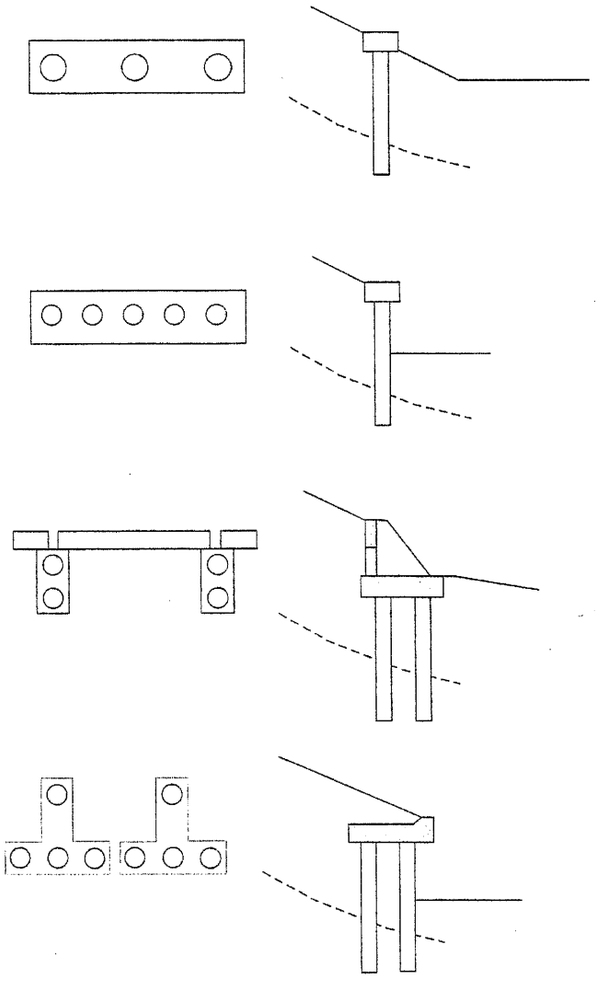
Tabelul IV-1. Domeniul orientativ de utilizare a soluțiilor de consolidare a pantelor cu coloane de beton armat (după Marinescu, 1988)

Soluția	Adâncimea planului de alunecare	Caracteristicile terenului	Distanța dintre coloane	Împingerea pământului	Elemente de legătură
1	4 – 5 m	Strat consistent sau vârtos ce alunecă pe o suprafață de separare	3 – 4 m	100 kN/m	Grindă de continuizare
2	4 – 5 m		joantive	100–150 kN/m	
3	> 5 m	Strat plastic consistent ce alunecă sau se deformează lent (curgere lentă)	6 – 8 m	100–150 kN/m	Elemente prefabricate (fâșii, bolți)
4	> 5 m		9 – 12 m	150–200 kN/m	
5	> 5 m		joantive	200 kN/m	Radier

Baretele se utilizează ca elemente de consolidare a pantelor atunci când adâncimea planului de alunecare este de cca 4 – 10 m. Fundarea lor se face în terenuri de consistență ridicată (argile tari, argile marnoase, marne), în general fără infiltrații de apă sau alternanțe de straturi slabe, la adâncimi de cca 5 – 7 m (mai mici decât în cazul piloților și coloanelor). Nu este posibilă în general încastrarea în roci stâncoase sau semi-stâncoase.

Baretele pot fi dispuse izolat, eventual solidarizate cu elemente de continuizare, sau grupate în module (Figura IV-7).

În Tabelul IV-2 este dat, orientativ, domeniul de utilizare a soluțiilor de consolidare a pantelor cu barete.



Piloti sau coloane dispuse pe un rand solidarizate cu grinda de continuizare

Piloti sau coloane dispuse pe doua randuri sub forma de ranfort tip cadru plan sau cadru spatial

Figura IV-5. Moduri de dispunere a piloților sau coloanelor

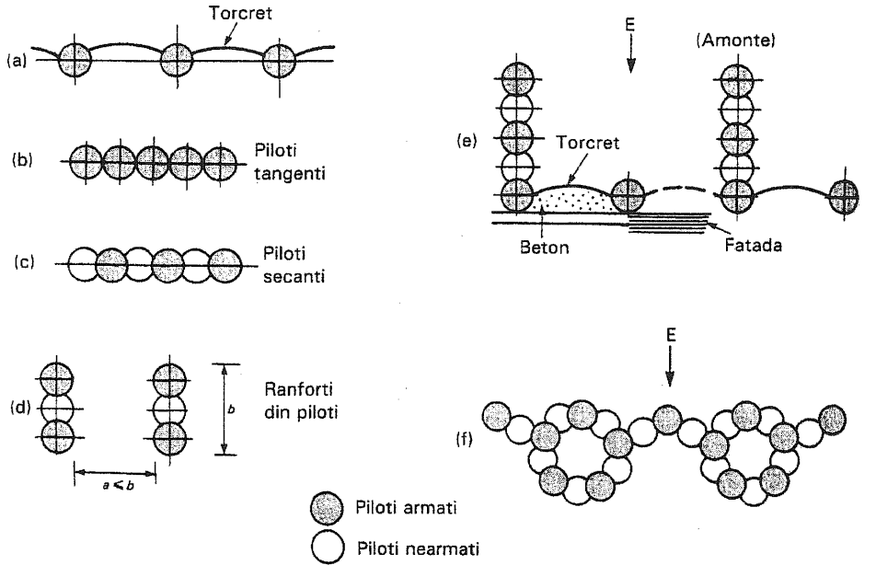


Figura IV-6. Pereți din piloți utilizați pentru consolidarea pantelor

Tabelul IV-2. Domeniul orientativ de utilizare a soluțiilor de consolidare a pantelor cu barete de beton armat (după Marinescu, 1988)

Soluția	Adâncimea planului de alunecare	Caracteristicile terenului	Distanța dintre coloane	Împingerea pământului	Elemente de legătură
1	4 – 5 m	Strat vârtos sau tare ce alunecă pe o suprafață de separare	6 m	100 kN/m	Fără
2	4 – 5 m		7 – 9 m	100 kN/m	Elemente prefabricate (fâșii, bolți)
3	4 – 6 m	Strat plastic consistent ce alunecă sau se deformează lent (curgere lentă)	3.3 m	100–150 kN/m	Grindă de continuizare
4	> 6 m		2.3 m	>150 kN/m	Radier

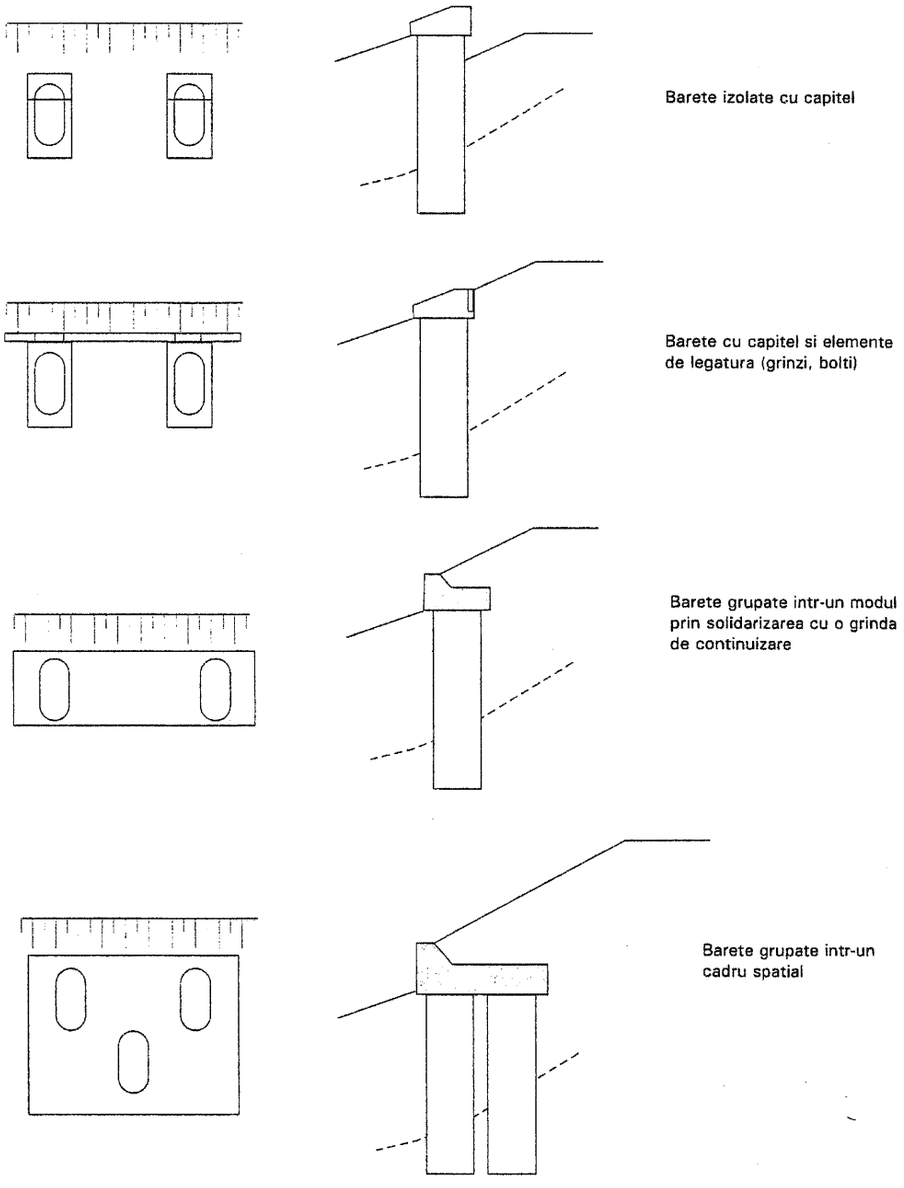
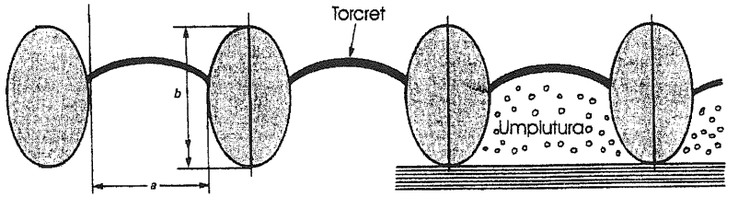

Barete izolate cu capitel
Barete cu capitel si elemente de legatura (grinzi, bolti)
Barete grupate intr-un modul prin solidarizarea cu o grinda de continuizare
Barete grupate intr-un cadru spatial

Figura IV-7. Moduri de dispunere a baretelor

Execuţia baretelor se face în general cu susţinerea pereţilor excavaţiei cu noroi bentonitic, fiind însă posibilă şi săparea în uscat dacă terenul o permite şi pentru adâncimi relativi mici ale baretelor pentru a putea excava într-un singur schimb.

În Figura IV-8 este prezentată o soluţie de stabilizare cu barete eliptice, eventual combinate cu o faţadă.



a) b)

a – torcret simplu; b) cu faţadă (de exemplu, înierbată)

Figura IV-8. Barete eliptice

IV.3. Parametri de calcul pentru lucrările de consolidare fişate

IV.3.1 Lăţimea de calcul, b_c

Se disting următoarele situaţii (Figura IV-9):

A. elemente fişate dispuse pe 1 rând:

- coloane cu $d \geq 0.8$ m şi barete cu lăţimea d:

$$b_c = d + 1 \ [m] \qquad \textit{(Ec. IV-1)}$$

- celelalte cazuri:

$$b_c = 1.5d + 0.5 \qquad \textit{(Ec. IV-2)}$$

în care:

d – diametrul sau latura perpendiculară pe planul acţiune a încărcării, în m

Distanţa interax dintre elemente, a trebuie să fie aleasă astfel încât:

- $a \geq d + 1$ *m pentru coloane cu* $d \geq 0.8$ *m* *(Ec. IV-3)*
- $a \geq d + 2.5$ *m pentru barete* *(Ec. IV-4)*

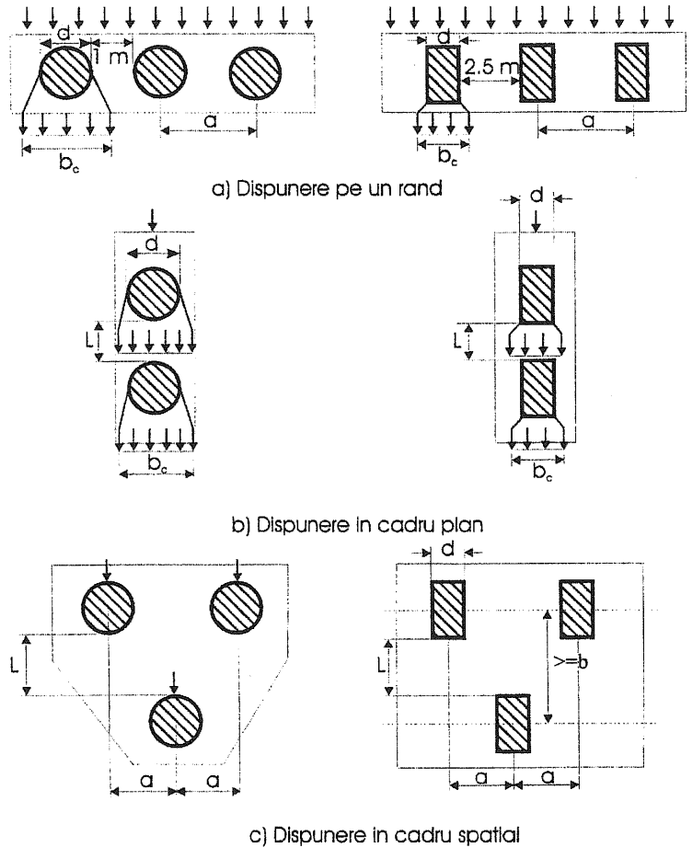


Figura IV-9. Moduri de dispunere a elementelor fișate și definirea parametrilor geometrici de calcul

B. elemente fișate dispuse pe mai multe rânduri:

- $b_c = (d + 1)\,K$, *(Ec. IV-5)*

unde: $K = \beta + \frac{1-\beta}{0.6} \cdot \frac{L}{h_p}$ *- coeficient de conlucrare* *(Ec. IV-6)*

- β are următoarele valori:
  - $\beta = 1$ pentru elemente dispuse pe un rând
  - $\beta = 0.6$ pentru elemente dispuse pe două rânduri
  - $\beta = 0.5$ pentru elemente dispuse pe trei rânduri
  - $\beta = 0.45$ pentru elemente dispuse pe mai mult de trei rânduri

- h_p este adâncimea de fundare, considerată astfel:
  - h_p = 6 m pentru d = 1 m
  - h_p = 18 m pentru d = 5 m
  - alte cazuri: $h_p = 3(d + 1)$

Lumina dintre elementele de consolidare se determină conform Figura IV-10:

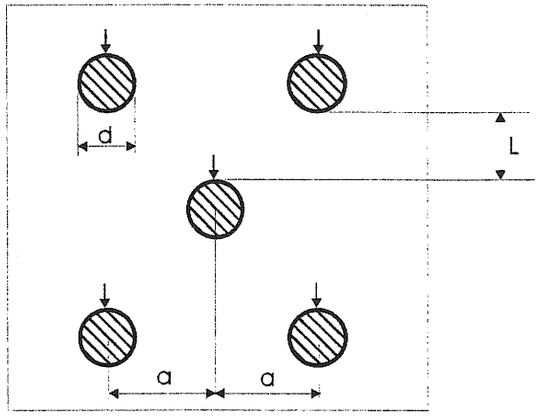


Figura IV-10. Determinarea luminii dintre elementele dispuse pe mai multe rânduri

La barete dispuse pe două rânduri poate interveni un caz intermediar când pozițiile în plan ale baretelor se întrepătrund pe o lungime egală cu jumătate din latura lungă a secțiunii baretei (Figura IV-11). În acest caz distanța minimă dintre exele baretelor trebuie să fie:

$a \geq d + 2$ *(Ec. IV-7)*

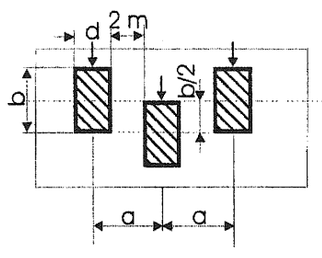


Figura IV-11. Caz intermediar de dispunere a baretelor pe două rânduri

IV.3.2 Determinarea rigidității elementelor fișate

Modul de calcul al elementelor fișate supuse la acțiuni transversale depinde de rigiditatea acestora. Aceasta se estimează cu ajutorul fișei reduse, $\bar{h}$:

$$\bar{h} = \alpha h, \qquad \text{(Ec. IV-8)}$$

unde:

- α este caracteristica de interacțiune element – teren, egală cu:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{Kb_c}{E_b I}} \ [m^{-1}] \qquad \text{(Ec. IV-9)}$$

- K – coeficientul de proporționalitate echivalent al terenului (Winkler) [kN/m^4]
- b_c – lățimea de calcul, conform paragrafului IV.3.1, [m]
- E_b – modulul de elasticitate al betonului [kN/m^2]
- I – momentul de inerție al secțiunii transversale a elementului, pe direcția de acțiune a încărcării [m^4]
- h – fișa elementului sau adâncimea efectivă de introducere în pământ a elementului [m]

Dacă $\bar{h} \leq 2.5$ elementul se consideră infinit rigid și se calculează ca o fundație încastrată.

Dacă $\bar{h} > 2.5$ elementul este considerat flexibil.

IV.3.3 Determinarea coeficientului de pat al terenului

Coeficientul de pat, K_h se calculează cu relația:

$$K_h = K \cdot z, \qquad \text{(Ec. IV-10)}$$

unde:

K_h – coeficient de pat [kN/m^3]
K – coeficientul de proporționalitate [kN/m^4] dat în Tabelul IV-3
z – adâncimea [m]

Coeficientul K se determină pentru straturile de pământ aflate până la adâncimea l_K stabilită cu relația:

$$l_K = 3.5 d_1 + 1.50 \leq h \ \textit{(vezi Figura IV-12)}, \qquad \text{(Ec. IV-11)}$$

în care:

d_1 – diametrul sau latura secțiunii transversale paralelă cu planul de acțiune a încărcării transversale [m]
h – fișa pilotului [m]

Tabelul IV-3. Valorile coeficientului de proporționalitate, K în funcție de natura terenului

Denumirea și caracterizarea terenului	Coeficientul de proporționalitate K în kN/m^4
Argile și argile prăfoase în stare plastic curgătoare (I_c = 0....0.25)	500 - 2000
Argile și argile prăfoase în stare plastic moale (I_c = 0.25...0.5) Prafuri nisipoase cu $I_c \leq 1$ Nisipuri prăfoase cu e = 0.6...0.8	2000 - 4000
Argile și argile prăfoase cu I_c = 0.5...1 Prafuri nisipoase tari (I_c > 1) Nisipuri fine și nisipuri mijlocii	4000 - 6000
Argile și argile prăfoase tari (I_c > 1) Nisipuri mari	6000 – 10000
Nisipuri cu pietriș, pietrișuri și bolovănișuri cu umplutură de nisip	10000 - 20000

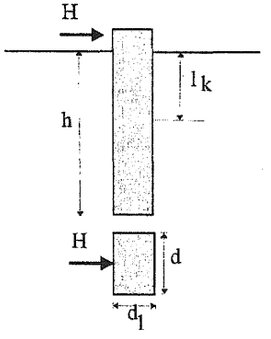


Figura IV-12. Definirea parametrilor de calcul ai elementelor fișate

Dacă în limitele grosimii l_K se întâlnesc mai multe straturi caracterizate prin coeficienți de proporționalitate K_i diferiți (cu peste 50%) față de media ponderată linear cu grosimile straturilor se calculează coeficientul echivalent K_{ech} cu următoarele relații:

- 2 straturi (Figura IV-13):

$$K_{echiv} = \frac{K_I l_I (2l_K - l_I) + K_{II}(l_K - l_I)^3}{l_K^2}, \qquad \text{(Ec. IV-12)}$$

unde: l_I și l_{II} sunt grosimile celor două straturi, iar K_I, K_{II} sunt coeficienții de proporționalitate ai celor două straturi.

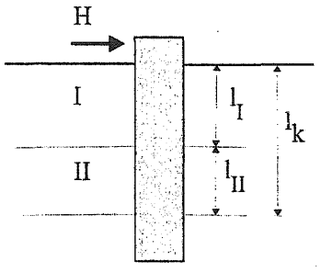


Figura IV-13. Schema de calcul a coeficientului de proporționalitate echivalent pentru 2 straturi

- 3 straturi (Figura IV-14):

$$K_{echiv} = \frac{K_I l_I [l_I + 2(l_{II} + l_{III})] + K_{II} l_{II} (l_{II} + 2l_{III}) + K_{III} l_{III}^2}{l_K^2}, \qquad \text{(Ec. IV-13)}$$

unde: l_I, l_{II}, l_{III} sunt grosimile celor trei straturi, cu l_{III} egal cu:

$$l_{III} = l_K - (l_I + l_{II}), \qquad \text{(Ec. IV-14)}$$

iar K_I, K_{II}, K_{III} sunt coeficienții de proporționalitate ai celor trei straturi.

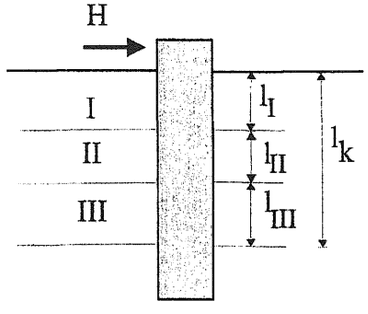


Figura IV-14. Schema de calcul a coeficientului de proporționalitate echivalent pentru 3 straturi

IV.4. Calculul elementelor fișate rigide

Atunci când fișa redusă, $\bar{h} \leq 2.5$ elementul se consideră infinit rigid și se calculează ca o fundație încastrată.

Schema de calcul este prezentată în Figura IV-15.

Sub acțiunea forței orizontale *H*, elementul de fundare se rotește ca un disc rigid, cu unghiul θ, în jurul unui punct situat la adâncimea z_0.

Pe fețele laterale (verticale) și pe talpa elementului acționează forțe de frecare.

Sub acțiunea unei forțe orizontale *H*, deplasarea orizontală, *y* la adâncimea *z* se calculează cu relația:

$$y = (z_0 - z) tg\theta \qquad \text{(Ec. IV-15)}$$

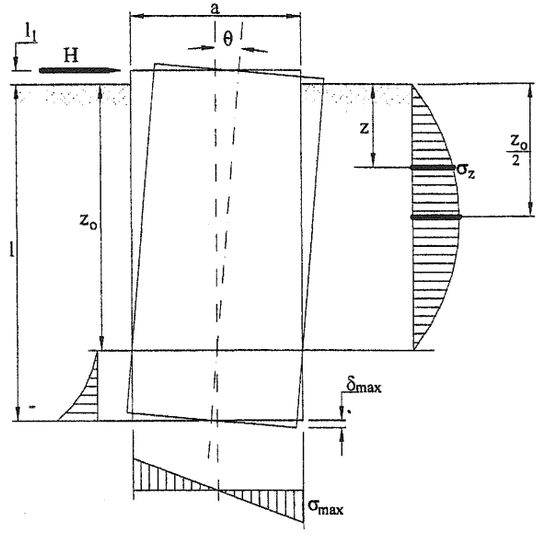


Figura IV-15. Schema de calcul a elementelor fișate rigide

Presiunea orizontală σ_z a pământului pe suprafața laterală a elementului poate fi determinată, conform ipotezei Winkler, cu relația:

$$\sigma_z = k_{h,z} y = (z_0 - z) tg\theta \frac{k_{h,l}}{l} z, \qquad \text{(Ec. IV-16)}$$

unde $k_{h,z}$ și $k_{h,l}$ sunt coeficienții de pat la adâncimile z și l.

Presiunea maximă pe baza elementului, σ_{max} este egală cu:

$$\sigma_{max} = k_v \delta_{max} = k_v \frac{a}{2} tg\theta, \qquad \text{(Ec. IV-17)}$$

în care:

- k_v este coeficientul de pat al terenului încărcat cu o sarcină verticală, la adâncimea l,
- a este latura elementului rigid paralelă cu forța H,
- δ_{max} este tasarea elementului la marginea acestuia.

Necunoscutele z_0 și $tg\theta$ se determină prin exprimarea condițiilor de echilibru:

$$\sum X = H - \int_0^l \sigma_z b_c dz = H - \frac{b_c k_{h,l}}{l} tg\theta \int_o^l z(z_0 - z)dz = 0 \qquad \text{(Ec. IV-18)}$$

$$M = H \cdot l_1 + \int_0^l \sigma_z b_c z dz - W_t \sigma_{max} =$$
$$= H \cdot l_1 + \frac{b_c k_{h,l}}{l} tg\theta \int_0^l z^2 (z_0 - z)dz - W_t k_v \frac{a}{2} tg\theta = 0 \qquad \text{(Ec. IV-19)}$$

unde:

W_t este modulul de rezistență al tălpii,

$$\beta = \frac{k_{h,l}}{k_v}. \qquad \text{(Ec. IV-20)}$$

Rezolvând sistemul de ecuații astfel format, rezultă:

$$z_0 = \frac{\beta b_c l^2 (3l + 4l_1) + 6aW_t}{2\beta b_c l(2l + 3l_1)} \text{ - adâncimea planului de rotire} \qquad \text{(Ec. IV-21)}$$

$$tg\theta = \frac{12\beta H(2l + 3l_1)}{k_{h,l}\left(\beta b_c l^3 + 18aW_t\right)} \text{ - unghiul de rotire} \qquad \text{(Ec. IV-22)}$$

Determinarea presiunilor orizontale pe fețele verticale ale elementului rigid se calculează folosind relațiile de mai sus pentru adâncimile $z = l/3$ și $z = l$.

Terenul din jurul elementului se verifică la starea limită de capacitate portantă (SLCP), respectiv îndeplinirea următoarelor condiții:

$$\sigma_z \le p_{adm}$$
$$\sigma_z \le m_1 \cdot m_2 \frac{4}{\cos\phi_1}\left(\gamma_1 z tg\phi_1 + 0.3c_1\right) \qquad \text{(Ec. IV-23)}$$

- m_1 – coef. al condițiilor de lucru, egal cu 1, cu excepția fundațiilor construcțiilor cu împingeri, când este egal cu 0.7
- m_2 – coef. al condițiilor de lucru care ține seama de cota parte a încărcărilor permanente din încărcările totale:

$$m_2 = \frac{M_p + M_t}{nM_p + M_t}, \text{ cu:} \qquad \text{(Ec. IV-24)}$$

M_p – momentul la baza elementului din încărcările permanente de calcul
M_t – momentul la baza elementului din încărcările temporare de calcul
n – coeficient egal cu 2.5, cu excepția construcțiilor din clasele I și II, pt. care se adoptă $n = 4$
Se poate lua în calcul faptul că, în cazul lucrărilor de consolidare a pantelor instabile, încărcările temporare sunt mici, de până la 20 – 30 % din cele permanente.

- ϕ_1, c_1, γ_1 – valorile de calcul ale unghiului de frecare internă, coeziunii și greutății volumice ale pământului din jurul elementului

Pe talpa elementului acționează presiunile:

$$\sigma_{\substack{max \\ min}} = \frac{N}{A} \pm \frac{3aH}{\beta S} \qquad \text{(Ec. IV-25)}$$

unde:

A – aria tălpii
N – încărcarea axială la nivelul tălpii:

$$N = N_0 + G - P_l \qquad \text{(Ec. IV-26)}$$

cu:

N_0 – încărcarea axială pe capul elementului,
G – greutatea proprie a elementului,
P_l – forța de frecare pe suprafața laterală:

$$P_l = mU\sum f_l l_l \qquad \text{(Ec. IV-27)}$$

în care:

m – coeficient al condițiilor de lucru,
U – perimetrul secțiunii transversale a elementului,

f_i – rezistența convențională pe suprafața laterală a elementului, conform STAS 2561/3-90,

l_i – lungimea elementului în contact cu stratul de calcul „i".

Pentru terenul de la baza elementului:

$$\sigma_{med} \le p_v$$
$$\sigma_{max} \le 1.4 p_v \qquad \text{(Ec. IV-28)}$$

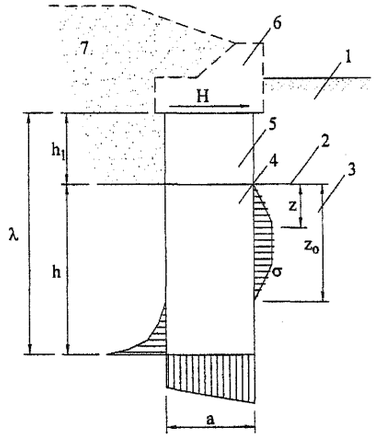
În cazul consolidării terenurilor alunecătoare încărcarea axială este în general redusă şi nu este necesară verificarea presiunilor pe talpă.

Momentul încovoietor într-o secțiune aflată la adâncimea x, sub acțiunea unei forțe H aplicată la o înălțime l_1 deasupra nivelului terenului se calculează cu relația:

$$M_x = H(l_1 + x) - \int_0^x \sigma_z b_c (x - z) dz \qquad \text{(Ec. IV-29)}$$

$$M_x = H\left\{l_1 + x\left[1 - \frac{b_c x^2}{2Sl}(2z_0 - x)\right]\right\} \qquad \text{(Ec. IV-30)}$$

Pentru calculul adâncimii de încastrare a baretelor în terenul stabil se poate adopta următoarea schemă de calcul (Figura IV-16):



Legendă: 1 – masă alunecătoare, 2 – plan de alunecare, 3 - strat de încastrare, 4 – baretă, 5 – partea liberă a baretei, 6 – radier, 7 – terenul din spate

Figura IV-16. Schema de calcul a adâncimii de încastrare a baretelor

Condiția care trebuie îndeplinită constă în dezvoltarea unor presiuni laterale efective pe teren mai mici decât presiunea admisibilă a terenului.

Se consideră relațiile deduse mai sus, adoptându-se valoarea $z_0 = 0.7l$, verificată în practică şi b_c = 1.8 m (grosimea baretei 0.8 m).

Rezultă astfel ecuația:

$$h = \frac{nH}{p_{adm}}\left(2.5\frac{h_1}{h} + 1.66\right), \qquad \text{(Ec. IV-31)}$$

care poate fi scrisă sub forma:

$$h^2 - bh - c = 0, \text{ cu soluția:} \qquad \text{(Ec. IV-32)}$$

$$h = \frac{b + \sqrt{b^2 + 4ac}}{2}, \text{ în care:} \qquad \text{(Ec. IV-33)}$$

$$b = \frac{1.66nH}{p_{adm}}$$
$$c = \frac{2.5nHh_1}{p_{adm}} \qquad \text{(Ec. IV-34)}$$

cu n – coeficient de conlucrare baretă – teren conform Figura IV-17 şi h_1 – adâncimea baretei în zona instabilă.

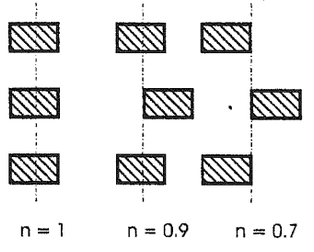


Figura IV-17. Valoarea coeficientului de conlucrare baretă - teren

IV.5. Calculul elementelor fișate flexibile

IV.5.1 Generalități

Pentru rezolvarea problemelor legate de comportarea și calculul piloților solicitați la forțe orizontale, cum este cazul elementelor fișate flexibile folosite la stabilizarea pantelor instabile, în general se studiază pilotul izolat și apoi, prin intermediul unor factori de corecție, se ține cont și de efectul de grup. O astfel de abordare este posibilă în cazul *piloților activi*, în cazul cărora sarcina totală orizontală ce trebuie transmisă pământului este independentă de prezența piloților, ea reprezentând una din datele problemei.

În cazul *piloților pasivi*, mișcările orizontale ale pământului fac parte din datele problemei, aceste mișcări fiind, la rândul lor, dependente de prezența piloților. De aceea există posibilitatea ca un singur pilot să nu își facă simțită prezența, neinfluențând mișcările orizontale, în vreme ce un grup de piloți poate opri aceste mișcări, creând o situație complet diferită. Pentru piloții pasivi se analizează, de regulă, de la început, întregul grup de piloți.

În unele cazuri, piloții sunt simultan încărcați cu o sarcină orizontală la capăt (pilot activ) și cu sarcini orizontale de-a lungul axului lor ca urmare a deplasării pământului (pilot pasiv).

Etapele care trebuie parcurse pentru calculul unei lucrări de stabilizare cu piloți sau coloane sunt următoarele:

1. evaluarea forței totale de împingere necesară a fi preluată de elementele fișate pentru mărirea factorului de stabilitate până la nivelul dorit;
2. evaluarea forței maxime exercitate de masa alunecătoare asupra fiecărui pilot, care, la rândul său, o transmite terenului stabil de dedesubt;
3. alegerea tipului și numărului de piloți, precum și a poziției lor optime;
4. dimensionarea lungimii de încastrare a piloților sub planul de alunecare;
5. dimensionarea secțiunii piloților.

Pentru prima etapă se utilizează, în general, o analiză de stabilitate a pantei prin metoda echilibrului limită. Dacă alunecarea s-a produs deja și se dorește proiectarea unei lucrări de stabilizare, se poate presupune că în momentul alunecării factorul de stabilitate era egal cu 1 și se poate evalua forța rezistentă suplimentară necesară pentru a mări factorul de stabilitate până la valoarea dorită. Când însă se dorește proiectarea unei lucrări cu caracter preventiv, este dificil de estimat gradul de stabilitate care trebuie atins.

Pentru etapa a doua există mai multe metode posibile de evaluare a forței de împingere exercitată de masa alunecătoare pe fiecare element de consolidare, dar până în prezent nu există o metodă consacrată pentru acest calcul. Câteva dintre aceste metode sunt prezentate în paragraful următor (bazată pe metoda fâșiilor,

metoda de determinare a grosimii masei alunecătoare pentru curgerea lentă de pantă, metoda Ito – Matsui).

În ceea ce privește alegerea poziției optime a piloților, aceasta este o problemă spinoasă, nerezolvată decât parțial. În cele ce urmează, distanța optimă dintre piloți se va determina pe baza metodei Ito – Matsui. Poziția optimă pe pantă a lucrării de consolidare trebuie analizată și din punctul de vedere al influenței pe care această lucrare o va avea asupra întregii pante. Astfel, trebuie analizate:

- modul în care stabilitatea terenului este asigurată în aval de lucrare;
- posibilitatea ca împingerea pe lucrarea de stabilizare să depășească rezistența pasivă a terenului mobilizată pe fața aval a lucrării, producând o cedare prin mecanismul de presiune pasivă;
- dacă terenul alunecător poate refula peste lucrarea de stabilizarea;
- necesitatea unei alte lucrări de consolidare în amonte, respectiv care este distanța dintre două lucrări de consolidare succesive pe înălțimea pantei.

Pentru determinarea lungimii de încastrare a piloților sub planul de alunecare se vor prezenta câteva metode simple de calcul. În general, se consideră că piloții sunt încastrați în terenul stabil de sub suprafața de alunecare atunci când lungimea lor sub acest plan este de cca 1/3 din lungimea lor totală (Baker, Yoder, 1958), dar în practica de proiectare, de-a lungul timpului, s-a utilizat o lungime de încastrare egală cu adâncimea planului de alunecare sau chiar cu dublul acesteia.

Dimensionarea secțiunii pilotului se face pe baza determinării eforturilor secționale pe adâncime, care pot fi calculate considerând modelul Winkler.

IV.5.2 Evaluarea forței totale rezistente necesare

În urma analizei inițiale de stabilitate a terenului a rezultat un factor de stabilitate inițial, F_{s0} calculat ca fiind:

$$F_{s0} = \frac{\sum F_{rez}}{\sum F_{pert}}, \text{ unde:} \qquad \textit{(Ec. IV-35)}$$

$\sum F_{rez}$ - este suma forțelor rezistente

$\sum F_{pert}$ - este suma forțelor perturbatoare

Dacă factorul de stabilitate inițial, F_{s0} este mai mic decât cel necesar, $F_{s\,nec}$, piloții trebuie să asigure o rezistență suplimentară ΔR care rezultă din condiția:

$$F_{snec} = \frac{\sum F_{rez} + \Delta R}{\sum F_{pert}}. \qquad \textit{(Ec. IV-36)}$$

Rezultă capacitatea de rezistență suplimentară ca fiind:

$$\Delta R = \sum F_{pert}\left(F_{snec} - F_{s0}\right). \qquad \text{(Ec. IV-37)}$$

IV.5.3 Evaluarea împingerii terenurilor alunecătoare pe elementele fișate de consolidare

Determinarea împingerii pământului care acționează asupra lucrărilor de consolidare a terenurilor afectate de alunecări este o problemă dificilă și controversată. Pe lângă dificultățile obișnuite legate de evaluarea împingerii pământului în general, apare faptul că pământul este sau nu în mișcare, această mișcare putând fi de diferite tipuri, după cum s-a format deja o suprafață de alunecare sau nu (curgere lentă). De asemenea, împingerea variază, valoarea sa maximă manifestându-se până la intrarea completă în lucru a lucrărilor de consolidare, ulterior ea scăzând, dar cu variații funcție de condițiile de umiditate din teren.

Atunci când piloții sunt utilizați în contact cu materiale cu deformații în domeniul plastic, așa cum este cazul alunecărilor de teren, se consideră că piloții au o acțiune de prevenire a deformațiilor plastice în teren. Acest efect este semnificativ pentru piloții dispuși pe un rând.

Deci, piloții vor fi supuși unor forțe laterale determinate de terenul în stare de deformare plastică.

Problema piloților solicitați lateral este, în general cunoscută, dar aceasta a fost rezolvată pentru valori cunoscute ale încărcării laterale. O metodă foarte folosită în prezent pentru rezolvarea acestei probleme este metoda curbelor p–y (Rădulescu, 1998).

Pentru estimarea solicitării laterale pe piloți datorate terenului în stare plastică, ținând cont de distanța dintre piloți cea mai cunoscută și aplicată metodă este cea cunoscută sub numele de Ito – Matsui.

Și alți autori s-au preocupat de rezolvarea acestei probleme, printre care:

- Lamb și White au obținut forța laterală ce se exercită pe un șir de piloți și pe un pilot individual pe cale experimentală, presupunând că terenul din jurul piloților este un fluid vâscos. Această metodă poate fi aplicată doar curgerilor de noroi.
- Hennes a obținut forța laterală făcând ipoteza conform căreia terenul este un material plastic caracterizat doar prin coeziune, iar piloții sunt considerați ca plăci subțiri infinite amplasate paralel cu direcția alunecării. Această metodă neglijează deformațiile de compresiune și de forfecare a terenului dintre piloți, ceea ce duce la o subestimare a forței.
- Ministerul Lucrărilor Publice și Cercetării din Japonia a pus la punct o metodă derivată din ecuația teoretică a forței laterale, presupunând că apare o cedare de tip pasiv în terenul din fața piloților. Această metodă supraestimează forța laterală.

Se pot distinge astfel două mari cazuri:

A. deplasarea unei mase de pământ de-a lungul unei suprafețe de alunecare (cazul cel mai frecvent)
B. deplasarea unei mase de pământ printr-o curgere lentă de pantă, fără a se fi format o suprafață de alunecare

IV.5.3.1 Metode bazate pe analiza stabilității pantei

În cazul deplasării unei mase de pământ de-a lungul unei suprafețe de alunecare, se pot utiliza metodele clasice de analiză a stabilității pantelor, bazate pe împărțirea masivului alunecător în fâșii. Unele dintre acestea permit determinarea forțelor de împingere la limita dintre fâșii, prin însumarea împingerilor fâșiilor aflate în amonte.

Aceste forțe sunt determinate pentru 1 metru liniar de versant și acționează la o anumită distanță de baza fâșiei (deci de planul de alunecare), în funcție de metoda utilizată.

În metoda Janbu, de exemplu, forțele de interacțiune dintre fâșii (verticală – tangențială la limita dintre fâșii și orizontală – normală pe limita dintre fâșii) acționează la 1/3 din înălțimea fâșiei măsurată față de baza acesteia.

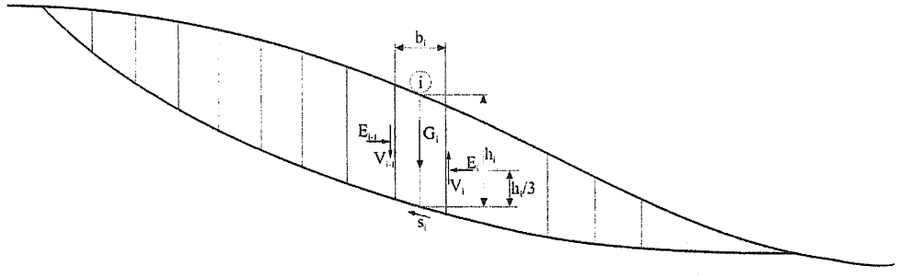


Figura IV-18. Considerarea împingerii dintre fâșii în metoda Janbu

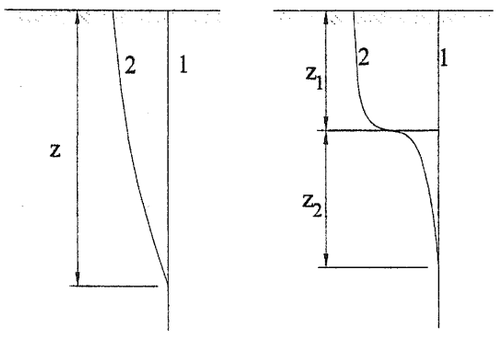
În cazul în care poziția lucrării de consolidare este cunoscută, fiind impusă de existența unui obiectiv de protejat (drum, de exemplu) sau de alte condiții locale de amplasament, se va determina valoarea împingerii în acest punct din analiza de stabilitate.

Dacă nu este impusă poziția lucrării de consolidare, aceasta se poate amplasa în zona de împingere maximă.

Această metodă nu este foarte exactă având în vedere cele prezentate în paragraful IV.5.1, în cazul piloților pasivi împingerea pământului nefiind o dată a problemei.

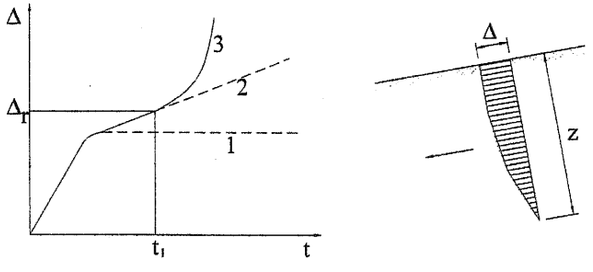
IV.5.3.2 Cazul curgerii lente de pantă

În cazul curgerii lente de pantă, determinarea împingerii pământului este dificilă, dat fiind că nu se cunoaște grosimea masei de pământ supusă curgerii lente. Stabilirea adâncimii pe care se manifestă procesul de curgere lentă se poate determina prin măsurători inclinometrice (Figura IV-19) sau măsurători topografice, pe baza cărora se construiește diagrama de deformație în timp a terenului (Figura IV-20a).



Legendă:
1 – poziția inițială a tubului de foraj,
2 – poziția inițială după deformație
z, z_2 – zone de curgere lentă pe pantă,
z_1 – zonă de alunecare pe o suprafață de cedare

Figura IV-19. Curbe caracteristice ale măsurătorilor inclinometrice (Marinescu, 1988)



a) b)

Legendă:
a) Diagramele caracteristice ale procesului de curgere
1 – curgere amortizată 2 – curgere stabilizată 3 – curgere progresivă
b) Diagrama de deformație a terenului în adâncime

Figura IV-20. Scheme pentru calculul adâncimii zonei de curgere lentă a terenului (Marinescu, 1988)

Diagrama de deformație în timp a terenului poate pune în evidență un fenomen de curgere amortizată, stabilizată sau progresivă (Figura IV-20a).

Curgerea amortizată reprezintă un proces de curgere stins şi nu mai necesită lucrări de consolidare.

Curgerea stabilizată poate continua vreme îndelungată, transformându-se fie în curgere amortizată, fie în curgere progresivă. Un astfel de proces, nedefinit, nu permite determinarea adâncimii alunecării pe baza măsurătorilor de suprafață.

În cazul curgerii progresive se va lua în considerare deplasarea Δ_r corespunzătoare trecerii de la curgerea stabilizată la curgerea progresivă (Figura IV-20b). În acest caz, pentru stabilirea adâncimii zonei de curgere lentă se poate utiliza relația:

$$\Delta_r \cong 0.15z. \qquad \textit{(Ec. IV-38)}$$

IV.5.3.3 Metoda Ito - Matsui

În metoda Ito – Matsui se presupune că în terenul ce înconjoară pilotul pot apare două tipuri de stări plastice de deformație: una conformă criteriului de cedare Mohr – Coulomb (teoria deformațiilor plastice) şi alta corespunzătoare unui material solid vâsco – plastic (teoria curgerii plastice – fluid Bingham).

Se consideră schema din Figura IV-21.

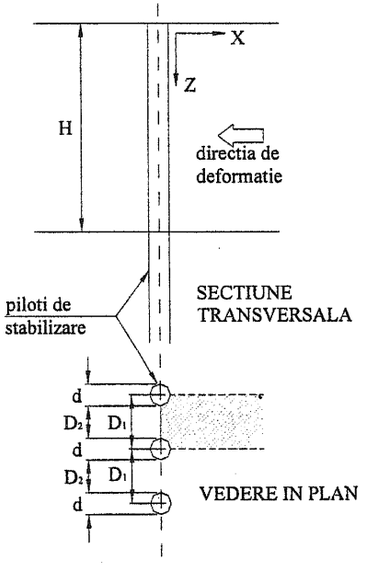


Figura IV-21. Schema de calcul pentru metoda Ito – Matsui în teoria deformațiilor plastice

Piloții de diametru *d* sunt dispuşi pe un rând, la distanța D_1 într-un teren cu deformații plastice.

Atunci când apare o deformație laterală în stratul de pământ de grosime, H în direcție perpendiculară pe șirul de piloți, pe aceștia se va exercita o forță laterală ca rezultat al interacțiunii dintre piloți și teren.

Pentru analiza terenului dintre doi piloți în teoria deformațiilor plastice se adoptă schema de calcul din Figura IV-22.

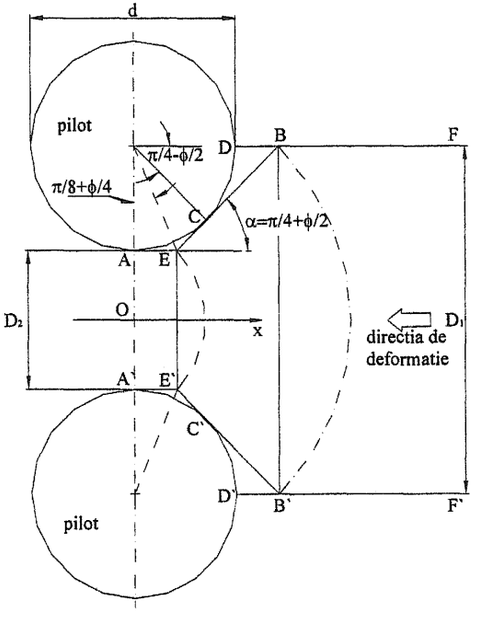


Figura IV-22. Starea de deformație plastică în terenul din jurul piloților

Se fac următoarele ipoteze:

a) atunci când stratul de pământ se deformează, se formează două suprafețe de cedare de-a lungul liniilor AEB și A'E'B', în care liniile EB și E'B' formează unghiuri de (45° + ϕ/2) cu axa x.
b) pământul suferă deformații plastice doar în zona AEBB"E"A" din jurul piloților și în această zonă se aplică criteriul Mohr – Coulomb. Pământul este caracterizat prin parametrii rezistenței la forfecare, ϕ - unghiul de frecare internă și c – coeziunea.
c) deformațiile sunt plane în adâncime
d) chiar în cazul în care apar forțe de frecare pe suprafețele AEB și A'E'B', distribuția eforturilor în zona AEBB"E"A" este aproape aceeași ca în cazul în care astfeld e forțe nu apar.
e) piloții sunt considerați rigizi.

Pe baza acestei teorii, rezultă forța laterală p pe un pilot, pe unitatea de grosime a stratului, în direcția x ca fiind:

$$p = p_{BB'} - p_{AA'} = p_{BB'} - D_2\{\sigma_z\}_{z=0} =$$

$$= cD_1\left(\frac{D_1}{D_2}\right)^A\left[\frac{1}{N_\phi \tan\phi}\left\{exp\left(\frac{D_1-D_2}{D_2}N_\phi \tan\phi \tan\left(\frac{\pi}{8}+\frac{\phi}{4}\right)\right)-2N_\phi^{1/2}\tan\phi-1\right\}+\right.$$

$$\left.+\frac{2\tan\phi+2N_\phi^{1/2}+N_\phi^{-1/2}}{N_\phi^{1/2}\tan\phi+N_\phi-1}\right]-$$

$$-c\left\{D_1\frac{2\tan\phi+2N_\phi^{1/2}+N_\phi^{-1/2}}{N_\phi^{1/2}\tan\phi+N_\phi-1}-2D_2N_\phi^{-1/2}\right\}+$$

$$+\frac{\gamma z}{N_\phi}\left\{D_1\left(\frac{D_1}{D_2}\right)^A exp\left(\frac{D_1-D_2}{D_2}N_\phi \tan\phi \tan\left(\frac{\pi}{8}+\frac{\phi}{4}\right)\right)-D_2\right\} \qquad \textit{(Ec. IV-39)}$$

unde:

$$A = N_\phi^{1/2}\tan\phi + N_\phi - 1 \qquad \textit{(Ec. IV-40)}$$

$$N_\phi = \tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2}\right). \qquad \textit{(Ec. IV-41)}$$

Forța laterală totală se obține din ecuația de mai sus integrată de-a lungul adâncimii stratului de pământ.

Pentru pământuri granulare, cu coeziune nulă:

$$p = \frac{\gamma z}{N_\phi}\left\{D_1\left(\frac{D_1}{D_2}\right)^A exp\left(\frac{D_1-D_2}{D_2}N_\phi \tan\phi \tan\left(\frac{\pi}{8}+\frac{\phi}{4}\right)\right)-D_2\right\}. \qquad \textit{(Ec. IV-42)}$$

Pentru pământuri pur coezive, în care se neglijează unghiul de frecare internă:

$$p = c\left\{D_1\left(3\log\frac{D_1}{D_2}+\frac{D_1-D_2}{D_2}\tan\frac{\phi}{8}\right)-2(D_1-D_2)\right\}+\gamma z(D_1-D_2). \qquad \textit{(Ec. IV-43)}$$

Forța laterală poate fi determinată cu ajutorul teoriei deformațiilor plastice numai dacă deplasarea laterală a capetelor piloților este împiedicată.

Pentru analiza terenului dintre doi piloți în teoria curgerii plastice se adoptă următoarea schemă de calcul (Figura IV-23):

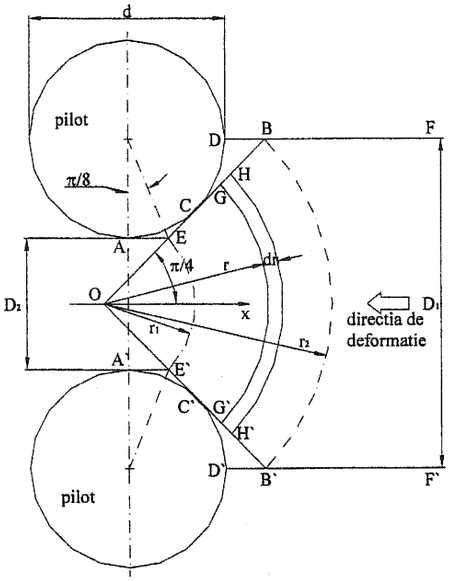


Figura IV-23. Schema de calcul pentru teoria curgerii plastice

Pământul aflat între doi piloți, ACDFF'D'C'A' curge cu o viteză v_1.

Ipoteze:

a) în zona AEBB'E'A' imediat din jurul piloților apare o curgere visco-plastică, iar direcția curgerii este întotdeauna centripetă spre centrul O; liniile EB și E'B' fac un unghi de 45° cu axa *x*.
b) stratul de pământ este în stare staționară și este reprezentat printr-un solid visco – plastic, de exemplu solid de tip Bingham cu o limită de curgere, τ_y și o viscozitate plastică, η_p.
c) stratul de pământ curge uniform în direcția adâncimii.
d) forțele exercitate pe segmentele GH și G'H' ale unui element de mici dimensiuni GHH'G', cu raza *r* pot fi obținute ca suma forței datorate presiunii pământului și a forței viscoase obținute din ipoteza conform căreia curgerea acestui element este visco – plastică pe un canal cu lățimea GG' și cu baza netedă.
e) piloții sunt rigizi.

Forța laterală ce acționează pe un pilot, pe unitatea de grosime a stratului, în direcția *x* este:

$$p=\sqrt{2m\tau_y}\left\{\sqrt{1+\frac{m}{2\tau_y D_2^2}}-\sqrt{1+\frac{m}{2\tau_y D_1^2}}+\log\frac{D_1\left(1+\sqrt{1+\frac{m}{2\tau_y D_1^2}}\right)}{D_2\left(1+\sqrt{1+\frac{m}{2\tau_y D_2^2}}\right)}\right\}+$$

$$+(D_1-D_2)\left\{\frac{(\sqrt{2}-1)\pi^2 m}{8D_2^2}+(\sqrt{2}-1)\sqrt{\left(\frac{\pi^2 m}{8D_2^2}\right)^2+\frac{\pi^2 m\tau_y}{4D_2^2}}+\frac{m}{D_1D_2}+\sqrt{2}\tau_y-2c+\gamma z\right\}$$

(Ec. IV-44)

IV.5.4 Distanța optimă între piloți

Dintre metodele prezentate, cea elaborată de Ito și Matsui este cea mai complexă, de aceea vom considera presiunea *p* pe un pilot ca fiind rezultată din acest tip de calcul, în teoria deformației plastice. Aceasta este determinată pe unitatea de grosime a stratului și poate fi privită ca fiind maximul presiunii posibil a fi preluată prin efect de boltă între doi piloți dispuși la distanța D_1 interax.

Se poate trasa graficul de variație al presiunii, *p* funcție de distanța dintre axele piloților, D_1. Evident, pe măsură ce distanța D_1 crește, forța posibil a fi preluată între doi piloți scade.

Forța de împingere totală, $F = ED_1$, unde *E* este împingerea necesar a fi preluată pe unitatea de lungime, crește în schimb o dată cu mărirea distanței dintre piloți (Figura IV-24).

La intersecția celor două grafice se găsește distanța optimă dintre piloți, $D_{1\ optim}$.

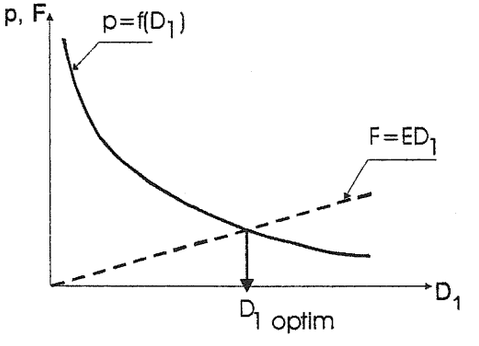


Figura IV-24. Determinarea distanței optime dintre piloți

La alegerea distanței finale între axele piloților se va ține cont de lumina minimă necesară din condiții tehnologice (vezi paragraful IV.3).

În cazul în care distanța optimă dintre axele piloților rezultă prea mică, se poate adopta o dispunere în șah a piloților (Figura IV-10).

IV.5.5 Determinarea lungimii de încastrare a elementelor fișate

Lungimea necesară de încastrare a pilotului sub cota planului de alunecare poate fi determinată prin mai multe metode care țin seama de distribuția presiunilor pe cele două fețe ale pilotului, de echilibrul pilotului, de rigiditatea acestuia, precum și de nivelul eforturilor din pământul din jurul pilotului față de rezistențele admisibile ale acestuia.

Ghinzburg (1979) a elaborat o metodă orientativă pentru stabilirea adâncimii de pătrundere în masivul stabil bazată pe următorul principiu: adâncimea de încastrare sub nivelul planului de alunecare se stabilește astfel încât eforturile ce apar în pământ în dreptul punctelor caracteristice să nu depășească rezistența de calcul. Deducerea relațiilor de calcul este bazată pe ipoteza că elementul de susținere e infinit rigid, iar capătul lui este liber. Terenul este considerat un mediu Winkler. Adâncimea de încastrare e calculată cu relația:

$$l_0 \geq \frac{5T_0 + \sqrt{25T_0^2 + 36M_0 b_c p_{adm}}}{3b_c p_{adm}}, \qquad \text{(Ec. IV-45)}$$

unde:

l_0 – adancimea de încastrare sub planul de alunecare
T_0 – forța laterală pe pilot
M_0 – momentul încovoietor calculat la nivelul planului de alunecare, dat de T_0
b_c – lățimea de calcul
p_{adm} – presiunea admisibilă a terenului

Această valoare urmează a fi verificată prin calculul eforturilor σ_z în diferite secțiuni și compararea lor cu p_{adm}. Dacă verificarea este îndeplinită pentru toate secțiunile caracteristice, atunci lungimea de încastrare calculată este corectă. Dacă nu, ea va trebui mărită până la îndeplinirea acestei condiții.

$$p_{adm} = 2(\gamma z tg\phi + c) \qquad \text{(Ec. IV-46)}$$

În cazul elementelor flexibile ($\bar{h} \geq 2.5$) care nu reazemă pe stâncă, verificarea se face la adâncimea:

$$z = \frac{0.85}{\alpha}, \qquad \text{(Ec. IV-47)}$$

cu α - caracteristica de interacțiune element – teren (vezi paragraful IV.3.2).

O altă metodă de determinare a lungimii de încastrare constă în considerarea unei distribuții lineare a presiunii reactive a pământului cu forma din Figura IV-25.

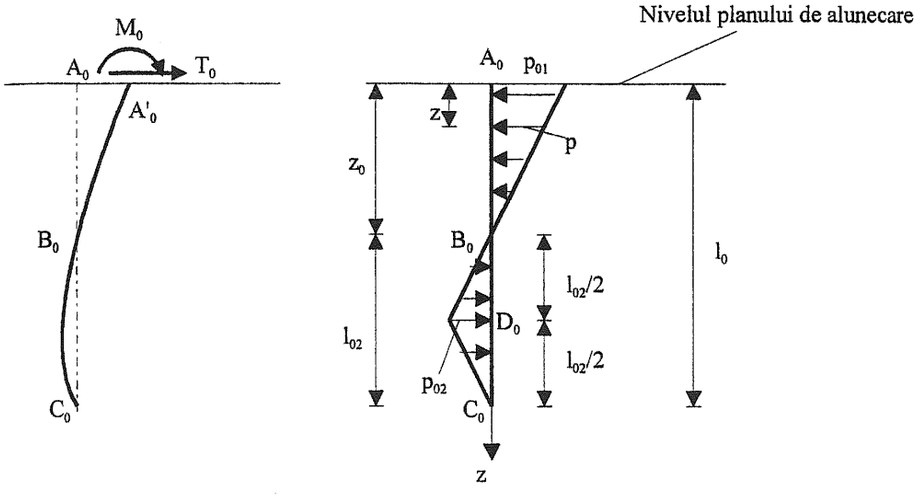


Figura IV-25. Distribuția simplificată a împingerii masei alunecătoare pe pilot sub formă de triunghi dreptunghic la partea superioară și triunghi isoscel la partea inferioară (Pârpăriță,1992)

Valorile p_{01} (la adâncimea planului de alunecare) și p_{02} se consideră egale cu împingerile pasive ale terenului minus împingerile active ale acestuia, aferente distanței D_1 dintre piloți. Luând în considerare un coeficient al condițiilor de lucru egal cu 0.8, rezultă:

$$p_{01} = p_{01pasiv} - p_{01activ} = 0.8D_1\left[\gamma H tg^2\left(45° + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \cdot tg\left(45° + \frac{\phi}{2}\right)\right] -$$
$$-0.8D_1\left[\gamma H tg^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \cdot tg\left(45° - \frac{\phi}{2}\right)\right] = \qquad \text{(Ec. IV-48)}$$
$$= 0.8D_1\left(\gamma H k_p + 2c\sqrt{k_p}\right) - 0.8D_1\left(\gamma H k_a - 2c\sqrt{k_a}\right)$$

Valoarea p_{02} se obține pe baza relației de mai sus înlocuind H cu $\left(H + l_0 - \frac{l_{02}}{2}\right)$:

$$p_{02} = 0.8D_1\left[\gamma\left(H + l_0 - \frac{l_{02}}{2}\right)k_p + 2c\sqrt{k_p}\right] - \\ - 0.8D_1\left[\gamma\left(H + l_0 - \frac{l_{02}}{2}\right)k_a - 2c\sqrt{k_a}\right] \qquad \text{(Ec. IV-49)}$$

Scriind ecuația de proiecție pe orizontală $\sum X = 0$ rezultă:

$$\frac{p_{01}(l_0 - l_{02})}{2} - \frac{p_{02}l_{02}}{2} - T_0 = 0 \qquad \text{(Ec. IV-50)}$$

Ecuația de momente față de punctul D_0: $\sum M_{D_0} = 0$

$$\frac{p_{01}(l_0 - l_{02})}{2} \cdot \frac{4l_0 - l_{02}}{6} - M_0 - T_0\left(l_0 - \frac{l_{02}}{2}\right) = 0 \qquad \text{(Ec. IV-51)}$$

De aici rezultă:

$$l_{02} = \frac{2p_{01}l_0^2 - 8T_0l_0 - 12M_0}{p_{01}l_0 - 2T_0} \qquad \text{(Ec. IV-52)}$$

$$l_{01} = z_0 = \frac{12M_0 + 6T_0l_0 - p_{01}l_0^2}{p_{01}l_0 - 2T_0} \qquad \text{(Ec. IV-53)}$$

$$p_{01}^3l_0^4 - 6p_{01}^2T_0l_0^3 + 12p_{01}T_0^2l_0^2 - 24T_0l_0\left(p_{01}M_0 + 2T_0^2\right) - \\ - 24M_0\left(3M_0p_{01} + T_0^2\right) = 0 \qquad \text{(Ec. IV-54)}$$

Soluția acestei ecuații este l_0 – adâncimea necesară de încastrare sub nivelul planului de alunecare.

Diagrama de presiuni pe element poate fi și cea din Figura IV-26.

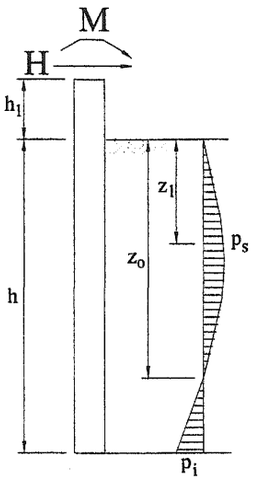


Figura IV-26. Distribuție simplificată a împingerii pe elementul fișat – partea superioară parabolă, partea inferioară triunghi (Marinescu, 1988)

Se notează cu p_s presiunea maximă din zona superioară a diagramei și cu p_i pe cea maximă din zona inferioară.

Se scrie ecuația de momente:

$$H(h_1 + z_0) = \frac{2}{3}z_0p_sb_c(z_0 - z_1) + \frac{1}{2}(h - z_0)p_ib_c\frac{2}{3}(h - z_0), \qquad \text{(Ec. IV-55)}$$

de unde rezultă h.

IV.5.6 Calculul eforturilor și deformațiilor piloților

Calculul deformațiilor și eforturilor în secțiunea curentă a pilotului, în ipoteza Winkler, când se cunosc forța transversală H și momentul încovoietor M_0 care acționează la nivelul planului de alunecare (Figura IV-27) se face cu relațiile:

Deplasarea orizontală a unei secțiuni situată la adâncimea z:

$$y_z = y_0A_1 - \frac{\varphi_0}{\alpha}B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2EI}C_1 + \frac{Q_0}{\alpha^3EI}D_1, \qquad \text{(Ec. IV-56)}$$

unde:

y_0 este deplasarea pe orizontală a secțiunii inițiale (săgeata)
φ_0 este rotirea secțiunii inițiale
Q_0 este forța tăietoare în secțiunea inițială
M_0 este momentul încovoietor în secțiunea inițială
α este caracteristica de interacțiune teren – element (vezi paragraf IV.3.2)
EI este rigiditatea elementului.

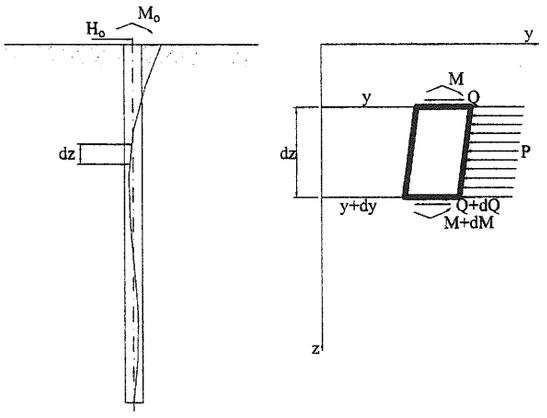


Figura IV-27. Schema de calcul pentru eforturile secționale în pilot

Funcțiile A_1, B_1, C_1 și D_1 au următoarele expresii:

$$A_1 = 1 - \frac{\bar{z}^5}{5!} + 6\frac{\bar{z}^{10}}{10!} - 6\cdot 11\frac{\bar{z}^{15}}{15!} + \ldots.$$

$$B_1 = \bar{z} - 2\frac{\bar{z}^6}{6!} + 2\cdot 7\frac{\bar{z}^{11}}{11!} - 2\cdot 7\cdot 12\frac{\bar{z}^{16}}{16!} \ldots.$$

$$C_1 = \frac{\bar{z}^2}{2!} - 3\frac{\bar{z}^7}{7!} + 3\cdot 8\frac{\bar{z}^{12}}{12!} - 3\cdot 8\cdot 13\frac{\bar{z}^{17}}{17!} \ldots \qquad \text{(Ec. IV-57)}$$

$$D_1 = \frac{\bar{z}^3}{3!} - 4\frac{\bar{z}^8}{8!} + 4\cdot 9\frac{\bar{z}^{13}}{13!} - 4\cdot 9\cdot 14\frac{\bar{z}^{18}}{18!} \ldots.$$

în care $\bar{z} = \alpha z$.

Celelalte valori de calcul în această secțiune și anume rotirea, momentul încovoietor și forța tăietoare sunt:

$$\frac{\varphi_z}{\alpha} = y_0 A_2 - \frac{\varphi_0}{\alpha} B_2 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_2 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_2 \qquad \text{(Ec. IV-58)}$$

$$\frac{M_z}{\alpha^2 EI} = y_0 A_3 - \frac{\varphi_0}{\alpha} B_3 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_3 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_3 \qquad \text{(Ec. IV-59)}$$

$$\frac{Q_z}{\alpha^3 EI} = y_0 A_4 - \frac{\varphi_0}{\alpha} B_4 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_4 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_4 \qquad \text{(Ec. IV-60)}$$

Expresiile funcțiilor de influență A_2, A_3 și A_4 se obțin din funcția A_1:

$$A_2 = \frac{dA_1}{dz}$$

$$A_3 = \frac{d^2 A_1}{dz^2}. \qquad \text{(Ec. IV-61)}$$

$$A_4 = \frac{d^3 A_1}{dz^3}$$

În mod analog se obțin expresiile pentru $B_2, \ldots, B_4$, $C_2, \ldots, C_4$, $D_2, \ldots, D_4$.

Valorile numerice ale principalelor funcții de influență, necesare pentru calculul deformatei, momentului și forței tăietoare, în intervalul $\bar{z}$ = 0...4 sunt date în Tabelul IV-4.

În Figura IV-28 sunt prezentate scheme de calcul posibile pentru soluțiile constructive uzuale.

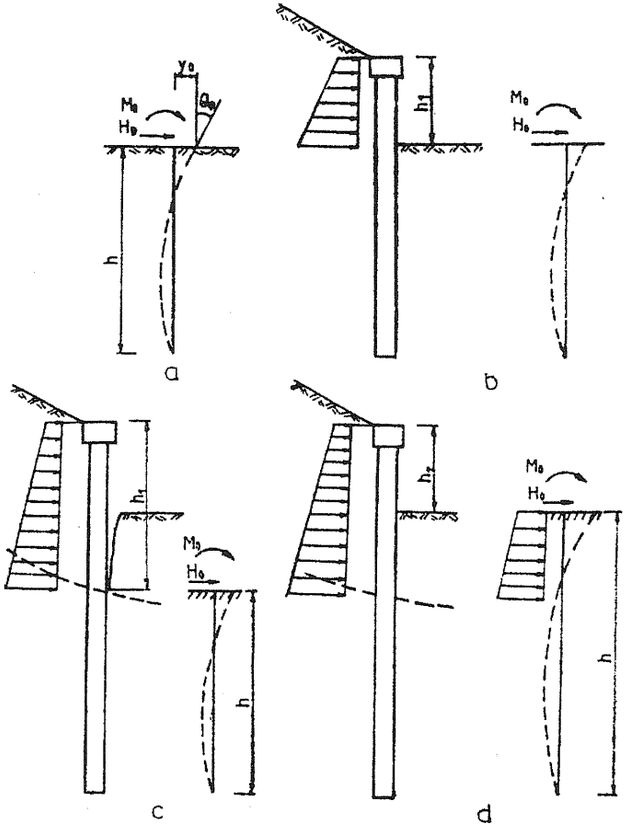


Figura IV-28. Scheme de calcul pentru soluțiile constructive uzuale (Marinescu, 1988)

Tabelul IV-4. Valorile coeficienților A, B, C, D

$\bar{z}$	COEFICIENȚI																			
	A_1	B_1	C_1	D_1	A_3	B_3	C_3	D_3	A_4	B_4	C_4	D_4								
0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1								
0.1	1	0.1	0.005	0	0	0	1	0.1	-0.005	0	0	1								
0.2	1	0.2	0.020	0.001	-0.001	0	1	0.2	-0.020	-0.003	0	1								
0.3	1	0.3	0.045	0.005	-0.005	-0.001	1	0.3	-0.045	-0.009	-0.001	1								
0.4	1	0.4	0.080	0.011	-0.011	-0.002	1	0.4	-0.080	-0.021	-0.003	1								
0.5	1	0.5	0.125	0.021	-0.021	-0.005	0.999	0.5	-0.125	-0.042	-0.008	0.999								
0.6	0.999	0.6	0.180	0.036	-0.036	-0.011	0.998	0.6	-0.180	-0.072	-0.016	0.997								
0.7	0.998	0.7	0.245	0.057	-0.057	-0.020	0.996	0.699	-0.245	-0.114	-0.03	0.994								
0.8	0.997	0.799	0.320	0.085	-0.085	-0.034	0.992	0.799	-0.320	-0.171	-0.051	0.989								
0.9	0.995	0.899	0.405	0.121	-0.121	-0.055	0.985	0.897	-0.404	-0.243	-0.082	0.980								
1.0	0.992	0.997	0.499	0.167	-0.167	-0.083	0.975	0.994	-0.499	-0.333	-0.125	0.967								
1.1	0.987	1.095	0.604	0.222	-0.222	-0.122	0.960	1.090	-0.603	-0.443	-0.183	0.946								
1.2	0.979	1.192	0.716	0.286	-0.287	-0.173	0.938	1.183	-0.716	-0.576	-0.259	0.917								
1.3	0.969	1.287	0.841	0.365	-0.365	-0.238	0.907	1.273	-0.838	-0.730	-0.356	0.876								
1.4	0.955	1.379	0.974	0.456	-0.455	-0.319	0.866	1.358	-0.967	-0.910	-0.479	0.821								
1.5	0.937	1.468	1.115	0.560	-0.559	-0.420	0.811	1.437	-1.105	-1.116	-0.630	0.747								
1.6	0.913	1.553	1.264	0.678	-0.676	-0.543	0.739	1.507	-1.248	-1.350	-0.815	0.652								
1.7	0.882	1.633	1.421	0.812	-0.808	-0.691	0.646	1.566	-1.395	-1.613	-1.026	0.529								
1.8	0.843	1.706	1.584	0.961	-0.955	-0.867	0.530	1.612	-1.547	-1.906	-1.299	0.374								
1.9	0.795	1.770	1.752	1.126	-1.118	-1.074	0.385	1.640	-1.699	-2.227	-1.608	0.181								
2.0	0.735	1.823	1.924	1.308	-1.295	-1.314	0.207	1.646	-1.848	-2.578	-1.956	-0.057								
2.2	0.575	1.887	2.272	1.720	-1.693	-1.906	-0.271	1.575	-2.125	-3.360	-2.849	-0.692								
2.4	0.347	1.874	2.609	2.195	-2.141	-2.663	-0.949	1.352	-2.339	-4.228	-3.973	-1.592								
2.6	0.033	1.755	2.907	2.724	-2.621	-3.600	-1.1877	0.917	-2.437	-5.140	-5.355	-2.821								
2.8	-0.385	1.490	3.128	3.288	-3.103	-4.718	-3.108	0.197	-2.346	-6.023	-6.990	-4.445								
3.0	-0.928	1.037	3.225	3.858	-3.541	-6.0	-4.688	-0.891	-1.969	-6.765	-8.840	-6.520								
3.5	-2.928	-1.272	2.463	4.980	-3.919	-9.544	-10.34	-5.854	1.074	-6.789	-13.692	-13.026								
4.0	-5.853	-5.941	-0.927	4.548	-1.614	-11.731	-17.919	-15.076	9.244	-0.358	-15.611	-23.140								

IV.5.6.1 Determinarea parametrilor inițiali

Deplasarea orizontală şi rotirea secțiunii de la nivelul terenului se determină cu relațiile:

$$y_0 = H_0\delta_{HH} + M_0\delta_{HM} \qquad \textit{(Ec. IV-62)}$$

$$\varphi_0 = H_0\delta_{MH} + M_0\delta_{MM} \qquad \textit{(Ec. IV-63)}$$

în care:

H_0 şi M_0 sunt valorile de calcul ale forței orizontale (kN) şi, respectiv, ale momentului încovoietor (kNm) la nivelul suprafeței terenului,

δ_{HH} este deplasarea orizontală a capului elementului sub acțiunea unei forțe orizontale $H_0 = 1$ (Figura IV-29)

δ_{HM} este deplasarea orizontală a capului elementului sub acțiunea unui moment $M_0 = 1$

δ_{MH} este rotirea capului elementului sub acțiunea unei forțe $H_0 = 1$

δ_{MM} este rotirea capului elementului sub acțiunea unui moment $M_0 = 1$.

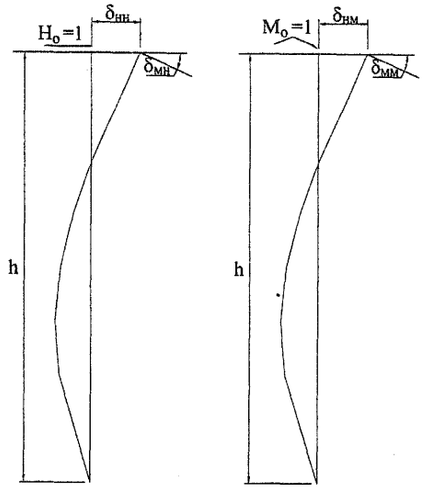


Figura IV-29. Deplasările corespunzătoare solicitărilor unitare $H_0 = 1$ şi $M_0 = 1$

Aceste deformații se calculează cu relațiile:

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha^3 E_b I} A_0$$

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = \frac{1}{\alpha^2 E_b I} B_0 , \qquad \text{(Ec. IV-64)}$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha E_b I} C_0$$

în care:

E_bI - rigiditatea elementului cu lățimea b

α - caracteristica de interacțiune teren – element (vezi paragraf IV.3.2)

A_0, B_0, C_0 – coeficienți adimensionali dați în Tabelul IV-5 în funcție de fișa redusă, $\bar{h}$.

Tabelul IV-5. Valorile coeficienților A_0, B_0, C_0

$\bar{h}$	Rezemare pe pământ			Rezemare pe stâncă			Incastrare în stâncă		
	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0
2.0	4.737	3.418	3.213	3.381	2.081	1.894	1.841	1.460	1.644
2.2	4.032	2.756	2.590	2.977	1.819	1.758	2.080	1.545	1.675
2.4	3.526	2.327	2.227	2.713	1.673	1.701	2.240	1.586	1.685
2.6	3.163	2.048	2.012	2.548	1.600	1.687	2.330	1.596	1.687
2.8	2.905	2.869	1.889	2.453	1.572	1.693	2.371	1.593	1.687
3.0	2.727	1.758	1.818	2.406	1.568	1.707	2.385	1.586	1.691
3.5	2.502	1.641	1.757	2.384	1.597	1.739	2.389	1.584	1.711
4.0	2.441	1.621	1.751	2.419	1.518	1.750	2.401	1.600	1.732

Notă: În tabel s-au inclus valorile fișei reduse mai mari de 2.5, care corespund domeniului $\alpha >$ 2.5 al elementelor flexibile.

IV.5.6.2 Determinarea presiunilor orizontale pe fețele verticale ale elementului flexibil. Verificarea la starea limită de capacitate portantă

La adâncimea z, pe fețele verticale anterioară și posterioară ale elementului, perpendiculare pe planul de actiune al forței orizontale H_0 și momentului încovoietor, M_0 se dezvoltă presiuni orizontale, σ_z egale cu:

$$\sigma_z = K_h y_z = Kzy_z , \qquad \text{(Ec. IV-65)}$$

în care:

K_h – coeficientul de pat

K – coeficientul de proporționalitate al pământului

Folosind relațiile deduse anterior rezultă:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha}\bar{z}\left(y_0 A_1 \frac{\varphi_0}{\alpha} B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2 E_b I} C_1 + \frac{H_0}{\alpha^3 E_b I} D_1 \right), \qquad \text{(Ec. IV-66)}$$

cu:

y_0 – săgeata secțiunii transversale de la nivelul terenului

φ_0 – rotirea secțiunii transversale de la nivelul terenului

E_bI - rigiditatea elementului cu lățimea b

α - caracteristica de interacțiune teren – element (vezi paragraf IV.3.2)

$\bar{z} = \alpha z$ - adâncimea redusă corespunzătoare adâncimii z

M_0, H_0 – momentul încovoietor și forța orizontală în secțiunea elementului de la nivelul terenului

A_1, B_1, C_1, D_1 – coeficienți adimensionali (Tabelul IV-4).

Pentru verificarea stării limită de capacitate portantă a terenului din jurul elementului se utilizează relația:

$$\sigma_z \le p_{adm} \qquad \text{(Ec. IV-67)}$$

$$p_{adm} = 2(\gamma z tg\phi + c) \qquad \text{(Ec. IV-68)}$$

În cazul elementelor flexibile care nu reazemă pe stâncă și pentru care $\bar{h} \ge 2.5$, verificarea se face la adâncimea $z = 0.85/\alpha$.

IV.5.6.3 Determinarea momentelor încovoietoare în elementul flexibil

În diferitele secțiuni transversale ale elementului, situate la adâncimea z, momentele încovoietoare se calculează cu relația:

$$M_z = \alpha^2 E_b I y_0 A_3 - \alpha E_b I \varphi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha} D_3 , \qquad \text{(Ec. IV-69)}$$

în care termenii au fost definiți mai sus.

IV.5.7 Analiza amplasării lucrărilor de consolidare

În toate cazurile trebuie analizate și efectele amplasării lucrării de consolidare asupra stabilității generale a pantei.

Astfel, se ridică următoarele probleme (Figura IV-30):

- asigurarea stabilității terenului în aval de lucrare (1);
- împingerea pe lucrarea de stabilizare poate depăși rezistența pasivă a terenului mobilizată pe fața aval a lucrării, producând cedarea prin mecanismul de presiune pasivă (2);
- refularea terenului alunecător peste lucrarea de stabilizarea (3);
- necesitatea unei alte lucrări de consolidare în amonte (4).

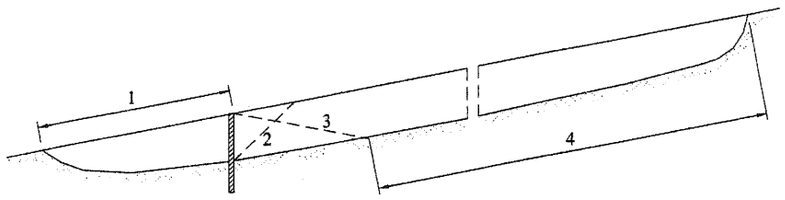
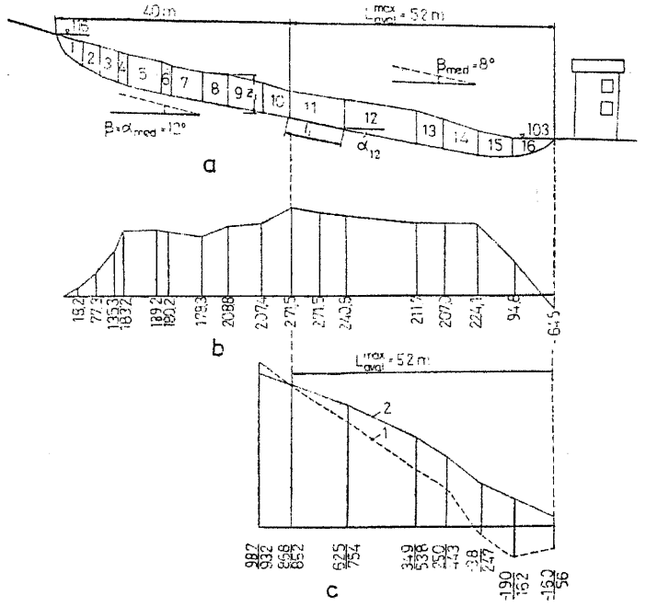


Figura IV-30. Analiza amplasării unei lucrări de consolidare (Marinescu, 1988)

(1) Asigurarea stabilității terenului în aval de lucrarea de consolidare

Pentru stabilirea lungimii în profil transversal de masiv ce devine stabil în urma descărcării sale prin preluarea împingerii de lucrarea de consolidare se pot utiliza datele rezultate din analiza stabilității pantei, după cum urmează (Figura IV-31):

- se stabilește coeficientul de siguranță necesar cu care se afectează forțele active pentru fiecare fâșie;
- se însumează forțele active începând din aval spre amonte și se construiește curba corespunzătoare;
- se însumează forțele rezistente din calculul inițial de stabilitate începând din aval spre amonte și se construiește curba corespunzătoare;
- la intersecția celor două curbe se determină lungimea masivului de pământ aflat în aval de lucrarea de consolidare care are factorul de siguranță ales (L_{max}^{aval}).



Legendă:
a – schema de calcul a stabilității generale
b – diagrama de variație a împingerii pământului în lungul suprafeței de alunecare (kN)
c – diagramele de variație a forțelor active și rezistive: 1 – forțe active, 2 – forțe rezistive

Figura IV-31. Determinarea lungimii stabile în aval de lucrarea de consolidare (Marinescu, 1988)

(2) Verificarea rezistenței pasive

Pentru aceasta se va calcula rezistența pasivă și se va compara cu valoarea împingerii terenului alunecător pe lucrarea de consolidare.

(3) Refularea terenului alunecător peste lucrarea de consolidare

Se adoptă următoarea schemă de calcul (Figura IV-32):

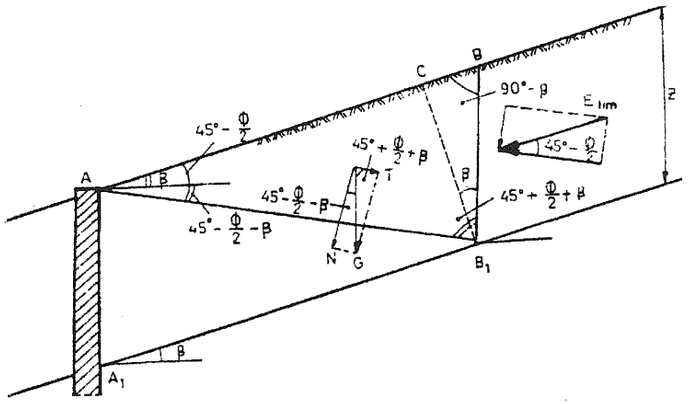


Figura IV-32. Schema de calcul pentru refularea terenului peste lucrarea de consolidare (Marinescu, 1988)

unde:

AA_1 este lucrarea de consolidare
AB_1 – suprafața de cedare considerată plană

Împingerea masivului alunecător cu grosimea z se produce pe planul BB_1.
Greutatea prismului ABB_1:

$$G = \frac{zh\gamma}{2} = \frac{\gamma z^2 \cos\beta}{2\sin\left(45° - \frac{\phi}{2}\right)} \cos\left(45° - \frac{\phi}{2} - \beta\right), \qquad \text{(Ec. IV-70)}$$

iar componentele sale:

$$N = G\cos\left(45° - \frac{\phi}{2} - \beta\right) \qquad \text{(Ec. IV-71)}$$

$$T = G\sin\left(45° - \frac{\phi}{2} - \beta\right) \qquad \text{(Ec. IV-72)}$$

Din proiecția forțelor pe planul AB_1 rezultă împingerea limită a pământului care produce refularea terenului:

$$E_{lim} = \frac{T + N\tan\phi}{\cos\left(45° - \frac{\phi}{2}\right)}. \qquad \text{(Ec. IV-73)}$$

Împingerea terenului alunecător asupra lucrării de consolidare determinată anterior trebuie să fie inferioară acestei valori.

(4) Stabilirea distanței maxime în profil transversal între lucrări de sustinere amplasate etajat

În scopul determinării lungimii maxime în amonte de lucrarea de consolidare dincolo de care trebuie amplasată o altă lucrare de susținere, se analizează echilibrul unei fâșii elementare din masivul alunecător (Figura IV-33):

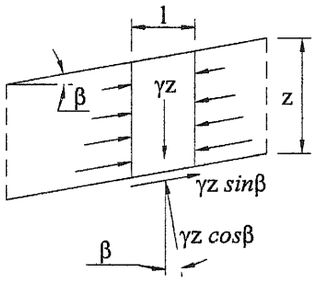


Figura IV-33. Fâșie elementară din masivul alunecător

Rezultă următoarele expresii ale eforturilor unitare pe suprafața de alunecare:

$$\sigma = \frac{\frac{\gamma z\cos\beta}{1}}{\cos\beta} = \gamma z\cos^2\beta$$

$$\tau = \frac{\frac{\gamma z\sin\beta}{1}}{\cos\beta} = \gamma z\sin\beta\cos\beta \qquad \text{(Ec. IV-74)}$$

Deficitul de rezistență pe elementul unitar al suprafeței de alunecare este:

$$\delta = \gamma z\sin\beta\cos\beta - \tau_f$$

$$\tau_f = \sigma\tan\phi + c \qquad \text{(Ec. IV-75)}$$

$$\delta = \gamma z\sin\beta\cos\beta - \gamma z\cos^2\beta\tan\phi - c$$

Cunoscând δ se poate determina lungimea maximă L_δ pe care se manifestă deficitul de rezistență ce se preia de lucrarea de consolidare:

$$L_\delta = \frac{E}{\delta}, \qquad \text{(Ec. IV-76)}$$

unde $E = \min(E_p, E_{lim})$, cu E_p – rezistența pasivă și E_{lim} – împingerea limită de refulare.

În spatele lucrării de consolidare se formează fie un masiv în stare de rezistență pasivă cu lungimea L_p, fie un prism de refulare cu lungimea L_r (Figura IV-34).

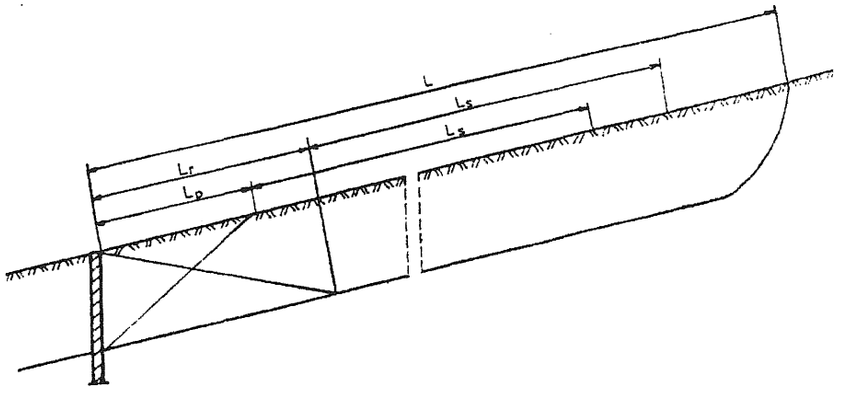


Figura IV-34. Schema de calcul a lungimii maxime stabile în amonte de lucrarea de consolidare (Marinescu, 1988)

Dacă lungimea totală L a masivului este mai mare decât $L_c = L_p + L_\delta$ sau, după caz, $L_c = L_r + L_\delta$ are loc cedarea versantului în amonte de lucrarea de consolidare, fiind necesară fie repoziționarea acesteia, fie introducerea unei alte lucrări în amonte.

IV.6. Analiza stabilității pantelor în prezența lucrărilor de consolidare

Problema analizei finale a stabilității pantei, după amplasarea lucrărilor de consolidare, în scopul de a determina creșterea reală a factorului de stabilitate, a fost studiată de mulți autori de-a lungul timpului, metodele utilizate putând a fi clasificate în: metode ale echilibrului limită și metode numerice.

Metoda prezentată în acest paragraf, după Yamagami și alții (2000) este o metodă de echilibru limită a cărei principală ipoteză este că suprafața de cedare nu mai este aceeași în prezența elementelor fișate ca în situația inițială. De asemenea, în amonte de lucrarea de consolidare suprafața de cedare este diferită de cea din aval, datorită prezenței elementelor fișate cu rigiditate mult mai mare decât cea a pământului.

În ceea ce privește forțele pe care elementele fișate trebuie să le preia, deobicei se determină, așa cum am văzut, forța ce trebuie preluată de pilot, capacitatea portantă a acestuia și se impune ca prima să nu o depășească pe a doua.

O altă posibilitate este de a prescrie de la început un factor de stabilitate necesar, diferit pe partea de amonte și de aval a pantei, pe baza căruia se determină forțele necesar a fi preluate.

Pentru analiza propriu-zisă se poate apoi utiliza metoda fâșiilor în oricare variantă a sa.

Pentru prezentarea acestei metode s-a ales metoda Bishop.

Schema de bază a metodei este prezentată în Figura IV-35.

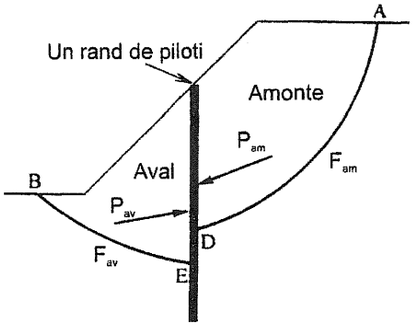


Figura IV-35. Schema metodei de analiză a stabilității pantelor în prezența lcurărilor de consolidare (Yamagami și alții, 2000)

Valorile factorilor de stabilitate sunt F_{am} pentru amonte și F_{av} pentru aval.

În continuare se va presupune că direcțiile forțelor P_{am} și P_{av} sunt orizontale, iar suprafața de cedare pe zona aval (BE) este situată mai jos decât cea din amonte în zona șirului de piloți. În Figura IV-36 sunt prezentate suprafețe circulare posibile de cedare pentru zonele amonte și aval.

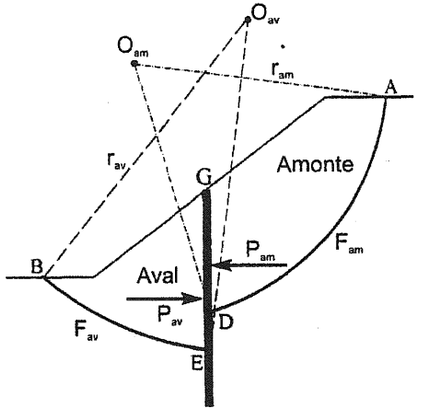
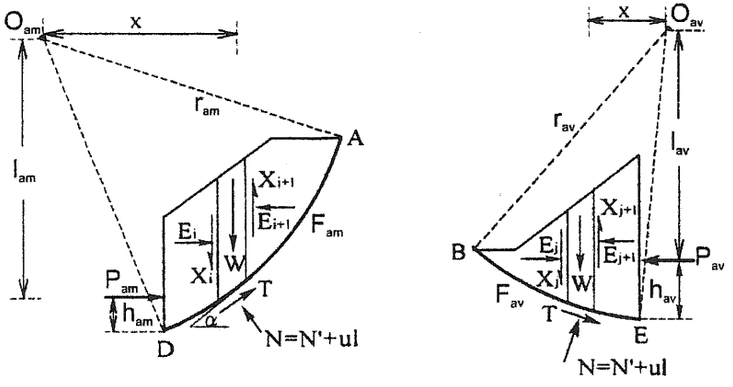


Figura IV-36. Suprafețe circulare de cedare pentru amonte și aval (Yamagami și alții, 2000)

În Figura IV-37 sunt arătate forțele ce acționează pe o fâșie curentă din zonele amonte și aval corespunzător metodei Bishop.



a) Zona amonte b) Zona aval

Figura IV-37. Forțele care acționează pe fâșiile curente amonte și aval în metoda Bishop (Yamagami și alții, 2000)

Cu aceste notații rezultă:

$$F_{am} = \frac{1}{\sum_{am} W \sin\alpha - \frac{l_{am}}{r_{am}} P_{am}} \sum_{am} \left[\frac{c' l \cos\alpha + (W - ul\cos\alpha)\tan\phi'}{\cos\alpha \left(1 + \frac{\tan\alpha \tan\phi'}{F_{am}}\right)} \right] \qquad \text{(Ec. IV-77)}$$

$$P_{am} = \frac{r_{am}}{l_{am}} \left\{ \sum_{am} W \sin\alpha - \frac{1}{F_{am}} \sum_{am} \left[\frac{c' l \cos\alpha + (W - ul\cos\alpha)\tan\phi'}{\cos\alpha \left(1 + \frac{\tan\alpha \tan\phi'}{F_{am}}\right)} \right] \right\} \qquad \text{(Ec. IV-78)}$$

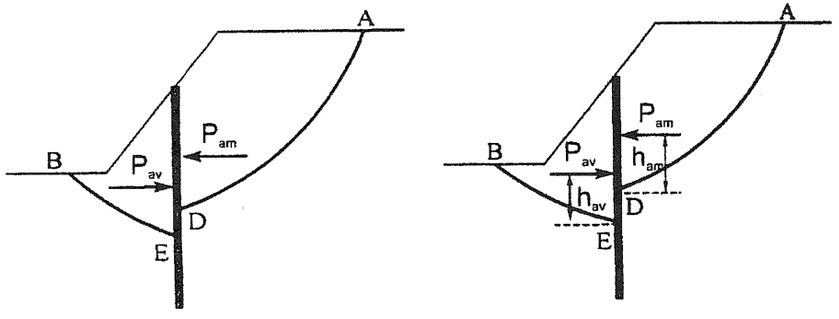
$$F_{av} = \frac{1}{\sum_{av} W \sin\alpha + \frac{l_{av}}{r_{av}} P_{av}} \sum_{av} \left[\frac{c' l \cos\alpha + (W - ul\cos\alpha)\tan\phi'}{\cos\alpha \left(1 + \frac{\tan\alpha \tan\phi'}{F_{av}}\right)} \right] \qquad \text{(Ec. IV-79)}$$

$$P_{av} = \frac{r_{av}}{l_{av}} \left\{ -\sum_{av} W \sin\alpha + \frac{1}{F_{av}} \sum_{av} \left[\frac{c' l \cos\alpha + (W - ul\cos\alpha)\tan\phi'}{\cos\alpha \left(1 + \frac{\tan\alpha \tan\phi'}{F_{av}}\right)} \right] \right\} \qquad \text{(Ec. IV-80)}$$

În această metodă, pentru determinarea suprafețelor de cedare critice pentru zonele amonte și aval se poate alege una dintre următoarele abordări (Figura IV-38):

(1) suprafețele critice de cedare sunt definite ca o pereche de suprafețe de cedare care dau o valoare maximă ΔP_{max} a diferenței dintre P_{am} și P_{av}. De notat că șirul de piloți nu trebuie amplasat într-o poziție pentru care $P_{av} < 0$.

(2) suprafețele critice de cedare sunt definite ca o pereche de suprafețe de cedare care dau o valoare ΔM_{max} a diferenței de momente $\Delta M = P_{am}h_{am} - P_{av}h_{av}$.



(1) $\Delta P = P_{am} - P_{av}$ (2) $\Delta M = P_{am}h_{am} - P_{av}h_{av}$

Figura IV-38. Metode pentru determinarea suprafețelor critice de cedare (Yamagami și alții, 2000)

Nu se poate spune *a priori* care dintre cele două abordări este mai potrivită, de aceea este recomandată folosirea ambelor.

Centrele suprafețelor cele mai periculoase pot fi găsite cu ajutorul unor rețele de puncte posibile (Figura IV-39).

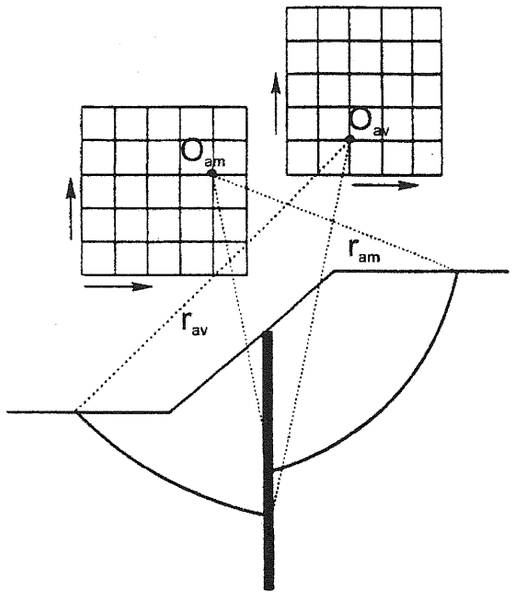


Figura IV-39. Determinarea centrelor suprafețelor posibile de cedare (Yamagami şi alții, 2000)

CAPITOLUL V. LUCRĂRI DE SUSȚINERE DIN PĂMÂNT ARMAT CU MATERIALE GEOSINTETICE

V.1. Generalități

Pământul nu poate prelua eforturi de întindere, de aceea este utilă introducerea de armături, care pot fi realizate din materiale geosintetice, pentru preluarea acestor eforturi.

Transmiterea eforturilor de întindere de la pământ la armăturile geosintetice se face, funcție de tipul acestora, prin frecare şi/sau încleştare (Figura V-1).

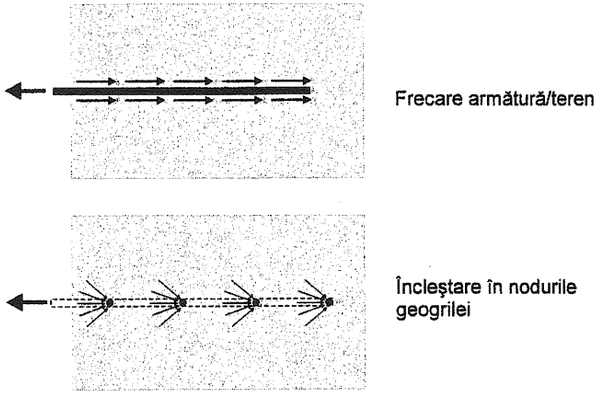


Figura V-1. Principiul de funcționare al armăturilor introduse în pământ

Armăturile din materiale geosintetice sunt considerate flexibile, având deformații la rupere mai mari decât deformațiile maxime ce pot apare în pământul nearmat, în aceleaşi condiții de solicitare.

Armăturile flexibile interacționează cu terenul prin preluarea doar a eforturilor axiale de tracțiune. De aceea, ele sunt puse în operă orizontal în cazul zidurilor de sprijin, pantelor sau rambleelor armate, astfel încât să coincidă cu direcția eforturilor principale din masivul nearmat.

Principiul pământului armat stă la baza realizării de multiple structuri, ce pot fi clasificate în două mari categorii:

A. **Structuri din pământ care nu sunt stabile sub propria lor greutate în varianta nearmată**; ele pot fi în situația de a prelua sau nu încărcări exterioare. Principalul criteriu de dimensionare a acestor structuri este stabilitatea sub greutate proprie şi, eventual, sub posibilele încărcări exterioare. În această categorie intră structurile de sprijin din pământ armat, pantele armate, rambleele armate.

B. **Structuri din pământ stabile sub propria lor greutate chiar şi în varianta nearmată**, al căror principal criteriu de dimensionare este preluarea încărcărilor exterioare, în condiții de limitare a deformațiilor. În această categorie intră: drumurile nepavate armate cu materiale geosintetice, îmbrăcăminți bituminoase armate cu materiale geosintetice, platforme de căi ferate armate cu materiale geosintetice, platforme armate cu materiale geosintetice .

Avantajele structurilor de sprijin din pământ armat:

a. permit realizarea unor lucrări de susținere care ocupă un spațiu mai mic decât cele convenționale;
b. sunt flexibile şi se adaptează mai bine deplasărilor şi deformațiilor de orice fel;
c. se realizează mai rapid şi nu necesită utilaje grele;
d. prin adoptarea de fațade înierbate sau modulare se integrează foarte bine în peisaj şi asigură o estetică plăcută;
e. pentru drumuri sau căi ferate asigură prelungirea duratei de viață.

V.2. Tipuri de lucrări de susținere din pământ armat

În categoria lucrărilor de susținere din pământ armat intră: zidurile de sprijin (Figura V-2) sau culeele de pod (Figura V-3):

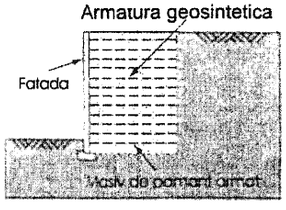


Figura V-2. Zid de sprijin din pământ armat cu geosintetice

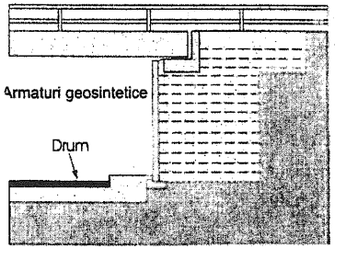
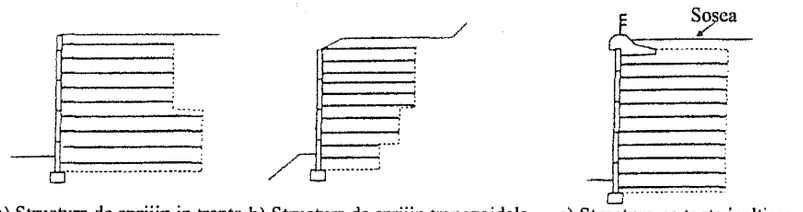
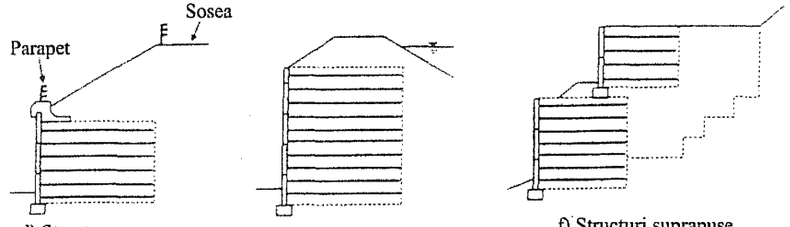


Figura V-3. Culee de pod din pământ armat cu geosintetice

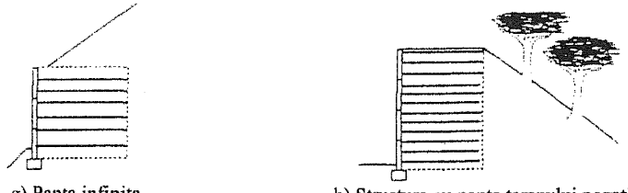
Figura V-4 prezintă diverse tipuri de structuri de susținere din pământ armat.



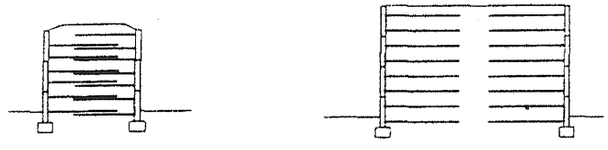
a) Structura de sprijin in trepte b) Structura de sprijin trapezoidala c) Structura pe toata inaltimea



d) Structura pe o parte din inaltime e) Dig f) Structuri suprapuse



g) Panta infinita h) Structura cu panta terenului negativa



i) Ziduri gemene

j) Culee din pamant armat k) Culee mixta

Figura V-4. Tipuri de structuri de susținere din pământ armat

Aceste structuri sunt, în general, realizate din straturi alternative de pământ compactat şi armături din materiale geosintetice. De obicei sunt necesare elemente de fațadă pentru a preveni eroziunea feței expuse a masivului armat.

Structurile pot fi verticale sau apropiate de verticală, având diverse tipuri de fațade (Figura V-5).

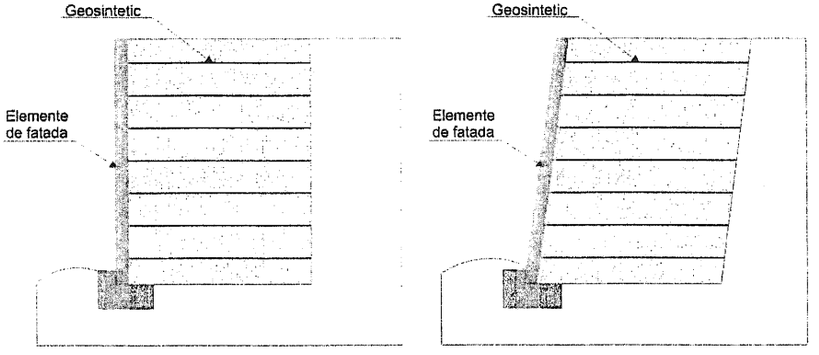


Figura V-5. Structuri de sprijin verticale sau foarte apropiate de verticală

Elementele componente ale unei structuri geotehnice de sprijin din pământ armat cu geosintetice sunt (Figura V-6):

- *pământul armat*, constituit dintr-o alternanță de straturi de pământ compactat (în general necoeziv) şi armăturile geosintetice,
- *umplutura* din spatele structurii de pământ armat,
- *terenul natural* din spatele întregii structuri,
- *terenul de fundare*, de sub structura de pământ armat,
- *elementele de fațadă (parament),*
- *conexiuni*,
- *fundația.*

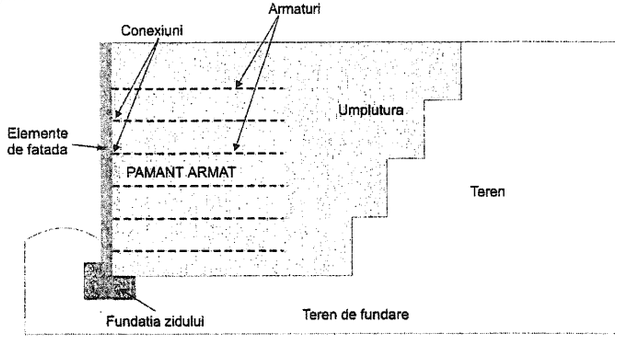


Figura V-6. Elementele componente ale unei structuri de susținere din pământ armat

V.3. Tipuri de armături şi elemente de fațadă

Armăturile se pot prezenta sub diverse forme şi pot fi realizate din mai multe tipuri de materiale:

- benzi sau grile metalice,
- benzi, folii sau grile din materiale polimerice (geosintetice),
- ancore de diverse tipuri.

În Figura V-7 sunt prezentate schemele de armare folosind diverse forme de armături.

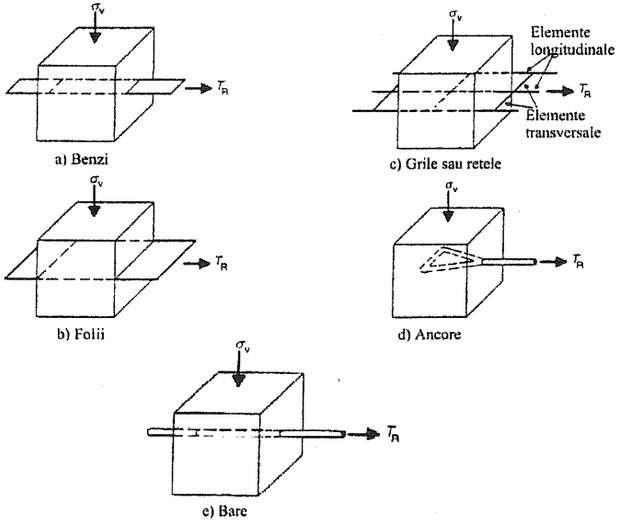


Figura V-7. Diverse forme de armături

Alegerea materialului şi formei armăturilor (bandă, folie sau grilă) determină mecanismul de transfer al eforturilor de la teren la armătură.

Astfel, în cazul armăturilor din geogrile cu noduri realizate prin topire, mecanismul principal de transfer este frecarea pe suprafața de contact. În cazul armăturilor cu noduri integrale, transferul de eforturi se face atât prin frecare pe suprafața de contact, cât şi prin concentrarea de eforturi la nivelul nodurilor (Figura V-1).

Utilizarea de armături relativ inextensibile în teren în direcția de deformare maximă prin întindere duce la o creştere semnificativă a capacității portante a terenului şi la o reducere a deplasărilor acestuia. Dacă se produce ruperea, comportarea masivului de pământ armat este identică cu cea a masivului nearmat.

Utilizarea de armături relativ extensibile are aceleaşi rezultate, dar este posibilă atingerea unor deformaţii mai mari fără ca cedarea armăturilor să se producă.

Armăturile sub formă de folii sau grile sunt în general instalate pe toată lăţimea, spre deosebire de armăturile sub formă de benzi. În primul caz, forţa totală rezistentă mobilizată va fi funcţie de numărul de straturi şi de distanţa pe verticală între ele, iar în al doilea caz şi de distanţa pe orizontală.

Armăturile din materiale geosintetice pot fi realizate din:
- geotextile,
- geogrile,
- geocompozite de armare.

Geotextilele sunt ţesături permeabile realizate din fibre sau fire textile. Marea majoritate sunt realizate din fibre sintetice, dar există şi geotextile realizate din fibre naturale (iută, de exemplu). Geotextilele pot fi: ţesute, neţesute, tricoturi, consolidate prin interţesere sau termosudare.

Geogrilele sunt reţele polimerice regulate cu ochiuri suficient de mari (1÷10 cm) pentru a permite pătrunderea materialelor granulare. Geogrilele pot fi sudate, ţesute sau extrudate, mono- sau biaxiale.

Geocompozitele sunt combinaţii de materiale, din care cel puţin un material este geosintetic. Geotextilele folosite în scop de armare pot fi asociate cu alţi polimeri, cu fibre de sticlă sau metal, formând geocompozite.

Armăturile metalice sunt realizate din materiale rezistente la coroziune (oţel galvanizat sau nu, inox) şi se prezintă sub formă de grile, benzi, bare.

Din punct de vedere al comportării, armăturile pot fi împărţite în două categorii:

- *armături relativ inextensibile*, definite ca fiind armăturile pentru care deformaţiile la rupere sunt mai mici decât deformaţiile maxime ce pot apare în terenul nearmat, în aceleaşi condiţii de solicitare. Proprietăţile acestor armături sunt, de cele mai multe ori, independente de timp şi temperatură, astfel că relaţia efort – deformaţie poate fi determinată cu ajutorul încercărilor pe termen scurt, cu viteza constantă de deformare. În această categorie intră armăturile metalice.

- *armături relativ extensibile*, care au deformaţii la rupere mai mari decât deformaţiile maxime ce pot apare în pământul nearmat, în aceleaşi condiţii de solicitare. Proprietăţile acestui tip de armături sunt, în general, dependente de timp şi temperatură, de aceea sunt recomandate încercări pe termen lung (fluaj). În această categorie intră aproape toate tipurile de armături geosintetice.

Structurile ancorate sunt realizate cu armături metalice sau polimerice care au formă de ancoră la capătul dinspre faţadă.

Armăturile sub formă de folii sau grile (reţele) sunt continue pe lungimea faţadei, astfel încât fiecare metru al faţadei este asociat cu un metru de armătură.
Armăturile sub formă de benzi nu sunt continue pe toată lungimea faţadei.

În cazul structurilor de sprijin faţada îndeplineşte următoarele funcţii:
- dă o formă exterioară structurii,
- oferă o estetică necesară pentru încadrarea în peisaj,
- previne ravinarea pământului,
- asigură un suport pentru pământ între straturile de armături,
- asigură ancorarea armăturilor în zona activă.

Principalele tipuri de faţade utilizate sunt:
- panouri prefabricate din beton cu înălţime mai mică decât înălţimea structurii, îmbinate între ele prin diferite sisteme,
- panouri prefabricate din beton cu înălţime egală cu înălţimea structurii,
- blocuri modulare prefabricate din beton,
- elemente metalice,
- gabioane,
- materiale geosintetice întoarse la faţa zidului,
- elemente montate după construcţie în cazul geosinteticelor întoarse la faţa structurii, realizate din beton torcretat, beton, panouri prefabricate din beton, lemn sau alte materiale, zidărie de piatră brută ancorată de faţada elastică din plase de oţel beton sau faţade din traverse recuperate.

În figurile care urmează sunt prezentate câteva tipuri de faţade utilizate pentru zidurile de sprijin din pământ armat.

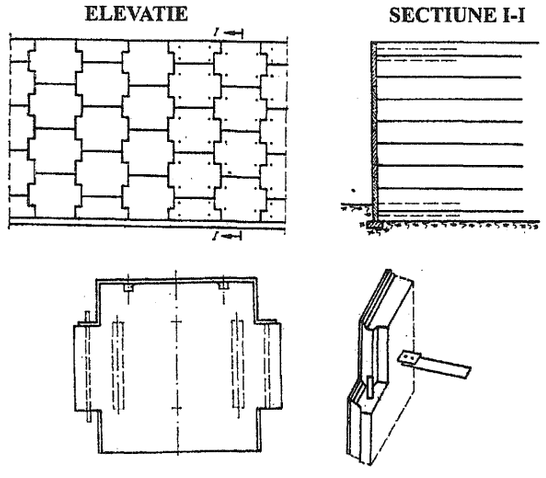


Figura V-8. Elemente de faţadă din dale de beton cruciforme

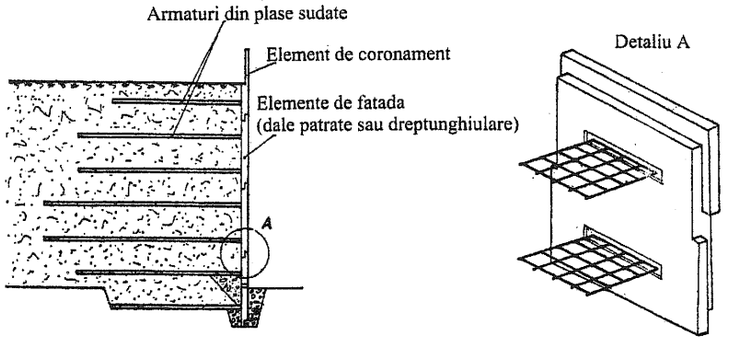


Figura V-9. Elemente de fațadă din dale pătrate sau dreptunghiulare pentru armături din plase sudate

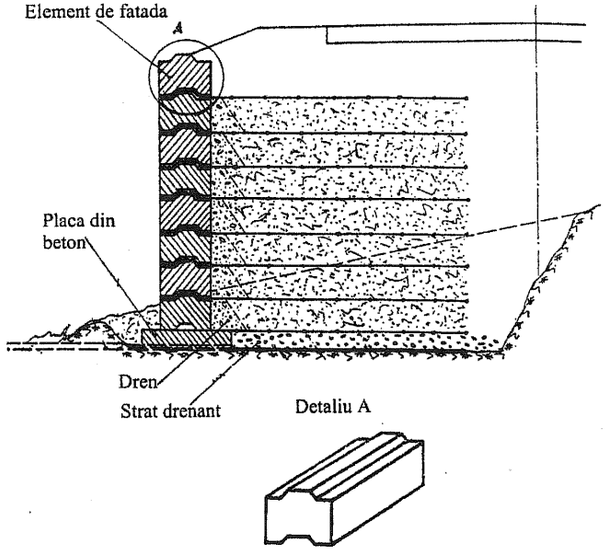


Figura V-10. Elemente de fațadă din blocuri de beton

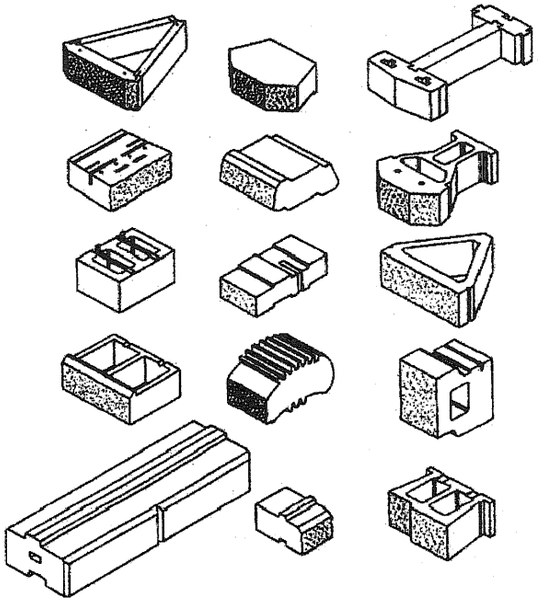


Figura V-11. Diferite forme de blocuri modulare pentru fațade

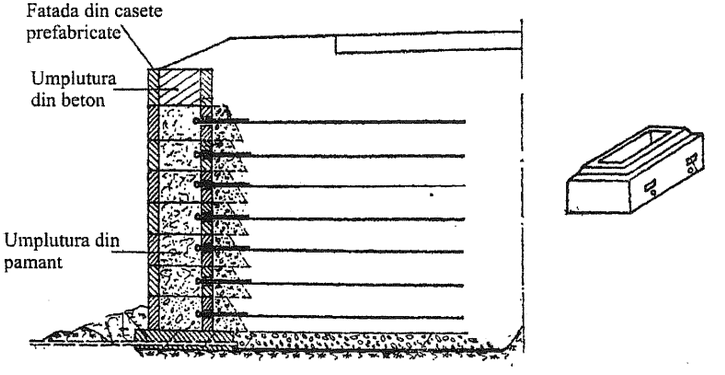


Figura V-12. Elemente de fațadă din casete prefabricate

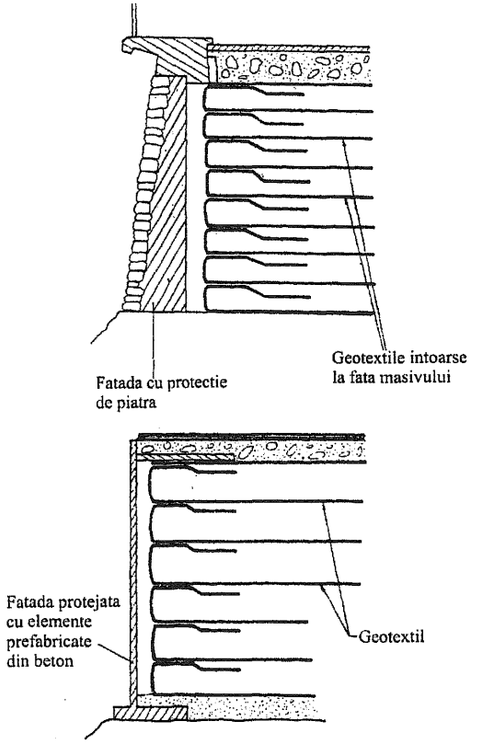


Figura V-13. Fațade flexibile cu geosintetice întoarse la fața masivului, cu protecție din zidărie de piatră sau elemente de beton

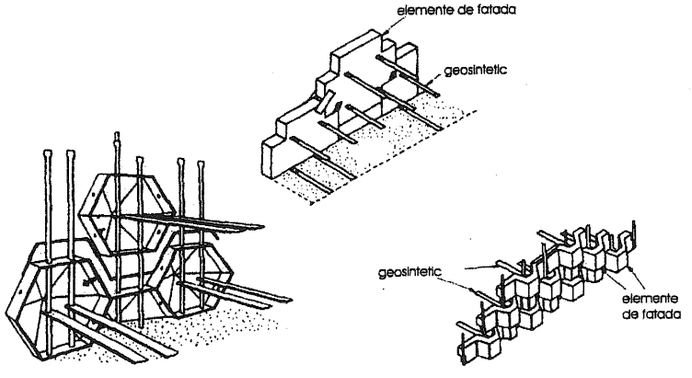


Figura V-14. Prinderea armăturilor în elemente de fațadă prefabricate

V.4. Particularități ale evaluării împingerii pământului asupra structurilor de sprijin din pământ armat

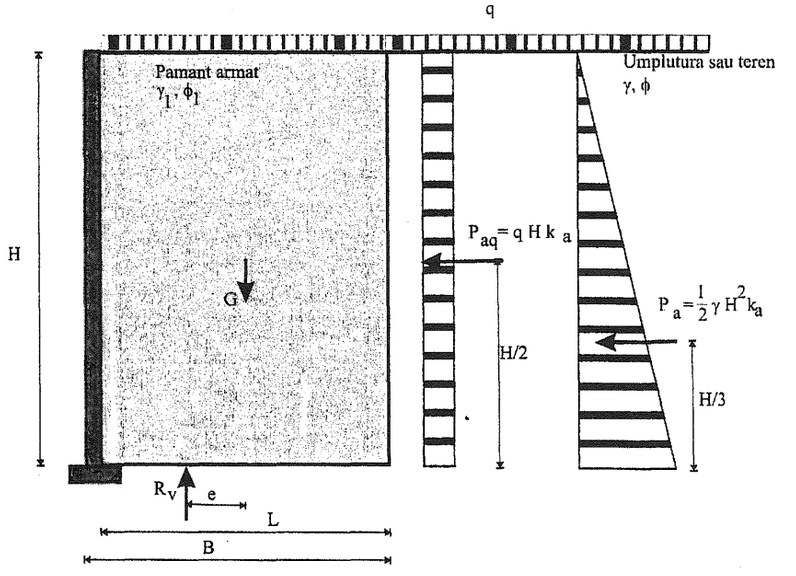
Se consideră că presiunea activă a pământului acționează pe un plan vertical situat la marginea dinspre masivul susținut a umpluturii armate cu materiale extensibile.

În figurile care urmează sunt date schemele de calcul pentru o structură de sprijin verticală sau înclinată cu mai puțin de 8° față de verticală și un pământ necoeziv în spatele masivului armat:

- suprafața terenului din spatele umpluturii armate orizontală și modul de luare în considerare a suprasarcinii (Figura V-15);
- suprafața terenului înclinată (Figura V-16 și Figura V-17).

Se neglijează rezistența pasivă la baza zidului ce s-ar putea dezvolta pe adâncimea de încastrare datorită posibilității ca pământul să fie înlăturat din această zonă prin eroziune, excavații etc.

În calcule se neglijează de asemenea rezistența la forfecare a sistemului de fațadă.

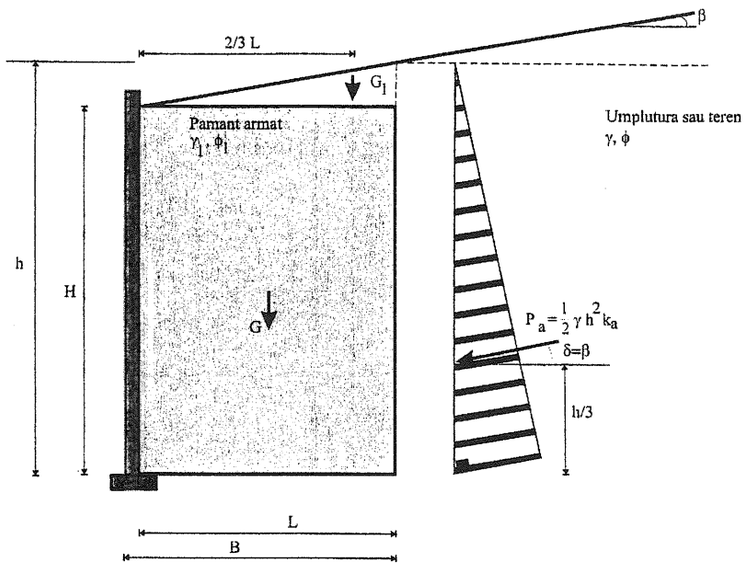


Legendă:

$k_a = tan^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right)$ - *coeficientul împingerii active,* *(Ec. V-1)*

q – suprasarcina, R_v – rezultanta încărcărilor verticale, e - excentricitatea

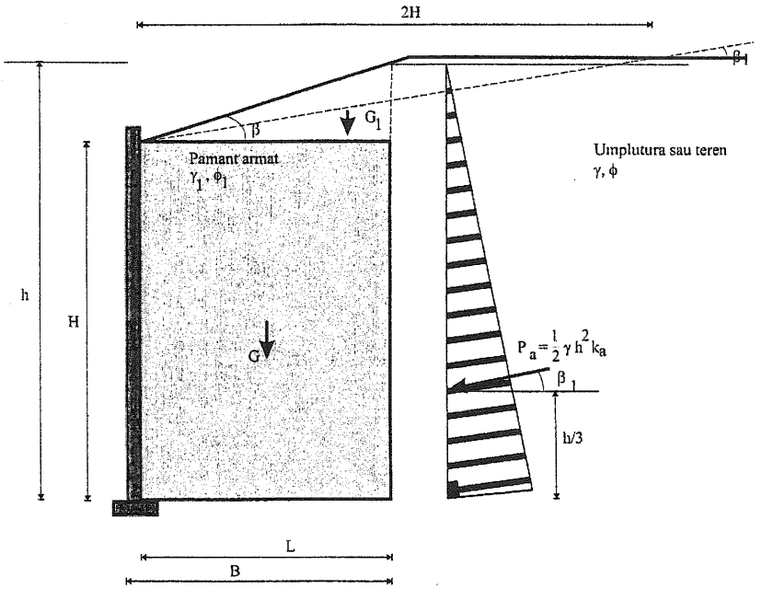
Figura V-15. Schema de calcul a împingerii pământului pentru suprafață orizontală a terenului din spatele zidului și suprasarcină



Legendă:

$$k_a = \cos\beta\left[\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}\right]$$ - *coeficientul împingerii active* *(Ec. V-2)*

Figura V-16. Schema de calcul pentru suprafața înclinată a terenului

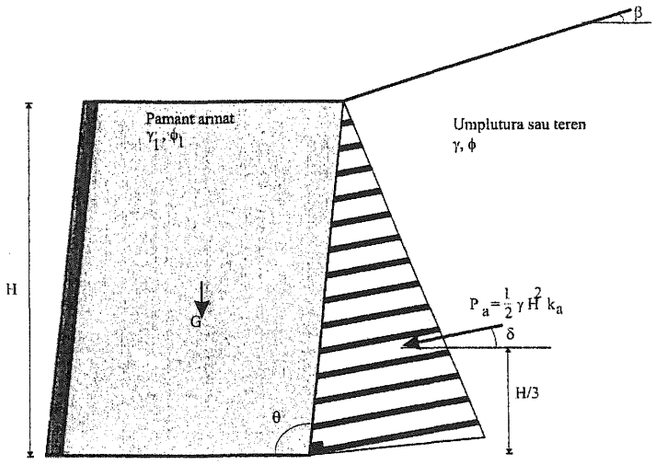


Legendă:

$$k_a = \cos\beta_1\left[\frac{\cos\beta_1 - \sqrt{\cos^2\beta_1 - \cos^2\phi}}{\cos\beta_1 + \sqrt{\cos^2\beta_1 - \cos^2\phi}}\right]$$ - *coeficientul împingerii active* *(Ec. V-3)*

Figura V-17. Schema de calcul pentru suprafață frântă a terenului

Pentru cazul unui unghi θ de înclinare a fațadei față de orizontală (θ minim 70°), Figura V-18 prezintă schema de calcul a împingerii active a pământului.



Legendă:

$$k_a = \frac{sin^2(\theta+\phi)}{sin^2\theta\, sin(\theta-\delta)\left[1+\sqrt{\frac{sin(\phi+\delta)sin(\phi-\beta)}{sin(\theta-\delta)sin(\theta+\beta)}}\right]^2}$$ - *coeficientul împingerii active*

(Ec. V-4)

Figura V-18. Schema de calcul a împingerii active pentru cazul structurii înclinate cu un unghi θ față de orizontală

În cazul structurilor de sprijin armate cu materiale inextensibile, pentru evaluarea presiunii laterale exercitate de terenul din spate se va considera valoarea coeficientului împingerii în stare de repaus, k_0 la partea superioară a structurii și o scădere lineară a acestuia către valoarea coeficientului împingerii active, k_a până la o adâncime de 6 m (Figura V-19).

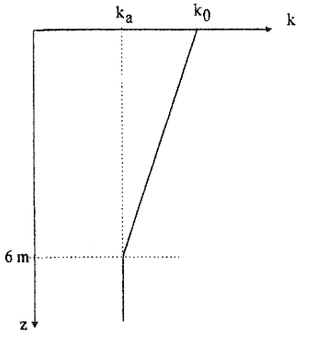


Figura V-19. Variația coeficientului împingerii pământului cu adâncimea în cazul structurilor de sprijin armate cu materiale inextensibile

V.5. Calculul structurilor de susținere din pământ armat

V.5.1 Mecanisme de transfer

Figura V-20 prezintă o pantă abruptă realizată într-un teren necoeziv. Unghiul de înclinare a pantei, β este mai mare decât unghiul de frecare internă al pământului, ϕ. În cazul nearmat panta este instabilă.

Așa cum este prezentat în figură, există 2 zone distincte ale masivului: zona activă, situată în imediata apropiere a fațadei, în care eforturile tangențiale sunt orientate spre exterior, în sensul smulgerii armăturilor și zona rezistentă, în care eforturile tangențiale sunt dirijate spre interiorul umpluturii. Fără armătură, zona activă este instabilă.

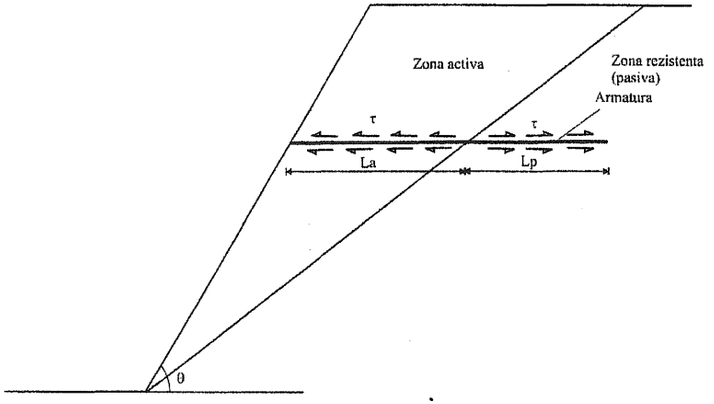


Figura V-20. Mecanismul armării în cazul pantelor abrupte

Mecanismul de armare este afectat de proprietățile armăturii: armăturile flexibile asigură stabilitatea prin transferarea forțelor destabilizatoare din zona activă către zona rezistentă. În acest proces eforturile de întindere sunt absorbite sau disipate prin armătura flexibilă. Armătura va prelua deformațiile de întindere din zona activă cu condiția ca să aibă o rigiditate suficientă la întindere. Deformațiile de întindere sunt transferate de la teren către armătură prin contactul armătură/teren. Dacă lungimea totală a armăturii este limitată la L_a, transferul încărcării de la teren la armătură în zona activă nu va împiedica cedarea. Eforturile de întindere pe lungimea L_p nu sunt constante pe toată această lungime, descrescând către capătul liber al armăturii.

Pentru ca armarea pământului să fie eficace, trebuie ca armătura să interacționeze cu terenul pentru a prelua eforturile care ar provoca cedarea pământului nearmat.

Mecanismele de interacțiune depind de caracteristicile pământului, de cele ale armăturii, ca și de relația care există între ele.

Cum încărcările sunt transferate de la teren spre armătură printr-o deplasare relativă a armăturii față de teren este esențial ca armătura să aibă o rigiditate axială mai mare decât terenul.

Legătura dintre armătură și pământ, care asigură transferul de încărcare, va fi de tip frecare pentru pământurile necoezive, depinzând de tipul terenului, al armăturii și de rugozitatea acesteia din urmă sau de tip aderent în cazul pământurilor coezive.

Între particulele de pământ și o geogrilă poate apărea un mecanism de încleștare. În acest caz, legătura dintre armătură și teren este controlată de un mecanism intern de forfecare în interiorul pământului, la o distanță mică de interfața teren/armătură. Mărimea forțelor de legătură va fi funcție de rezistența la forfecare a terenului și de rugozitatea armăturii.

V.5.2 Principii generale de calcul a structurilor de sprijin din pământ armat

Calculul structurilor de sprijin din pământ armat se face ca la structurile convenționale de sprijin, cu considerarea în plus a interacțiunii dintre pământ și armătură.

Practica curentă de proiectare constă în determinarea geometriei și a armării din condiții de împiedicare a cedării interne și externe, utilizând metode de echilibru limită.

Stabilitatea externă se referă la stabilitatea masei de pământ armat privită ca un întreg care poate ceda prin mecanismele clasice de cedare ale zidurilor de sprijin, în timp ce stabilitatea internă se ocupă de mecanismele interne de cedare și duce la stabilirea necesarului de armătură.

Etapele proiectării sunt:

a) analiza eforturilor, care constă în alegerea unei distribuții a armăturilor și verificarea eforturilor din masivul armat, care trebuie să fie compatibile cu proprietățile pământului și ale armăturilor; trebuie evaluată stabilitatea locală la nivelul fiecărei armături;
b) analiza stabilității structurii – stabilitate externă și internă;
c) analiza deformațiilor, pentru a obține o evaluare a comportării structurii la deformații orizontale și verticale. Analiza deformațiilor orizontale este cea mai dificilă și cea mai puțin exactă. În cele mai multe cazuri este realizată aproximativ sau pur și simplu se presupune că marjele de siguranță obținute pentru stabilitatea externă și internă sunt suficiente pentru ca deformațiile calculate să fie în limitele admise. Analiza deformațiilor verticale se face prin calcule clasice de tasare. Sunt evaluate atât tasările absolute, cât și cele diferențiate în direcție longitudinală și transversală.

Pentru proiectarea structurilor din pământ armat sunt utilizate în mod curent două metode, cunoscute sub numele „metoda penei ancorate" (*tie back wedge method*) și „metoda gravității coerente" (*coherent gravity method*).

„Metoda penei ancorate" urmărește procedura de proiectare utilizată pentru zidurile de sprijin tradiționale, ancorate sau nu.

„Metoda gravității coerente" este bazată pe măsurătorile realizate pe structuri armate cu armături inextensibile. Observațiile realizate pe teren au arătat că presiunea laterală exercitată de pământ în partea superioară a structurii de sprijin este influențată de rigiditatea axială la întindere a armăturii. În cazul armăturilor inextensibile, presiunea pământului se apropie de valoarea corespunzătoare stării de repaus. Aceste structuri sunt proiectate folosind „metoda gravității coerente".

Cu excepția cazului în care măsurătorile pe teren ar indica altceva, pentru structurile de sprijin armate cu materiale extensibile se va considera împingerea activă a pământului, iar proiectarea se va face cu ajutorul „metodei penei ancorate".

V.5.3 Predimensionarea structurilor de pământ armat

În Tabelul V-1 sunt date dimensiunile minime ale unei structuri de sprijin din pământ armat. Predimensionarea este bazată pe zvelțețea structurii, *H/L*.

Tabelul V-1. Dimensiuni minime pentru structuri de sprijin din pământ armat

Tipul structurii	Lungimea minimă a armării
Ziduri de sprijin obișnuite	0.7 *H* (minim 3 m)
Culei de pod	max (0.6*H*, 2 sau 7 m)
Ziduri trapezoidale și culei	0.7*H* pentru jumătatea superioară a structurii 0.4*H* pentru jumătatea inferioară a structurii sau minim 3 m
Ziduri în trepte și culei	0.7*H* pentru jumătatea superioară a structurii
Ziduri supuse unor împingeri reduse din partea masivului (de ex., cu pantă descendentă a suprafeței terenului sau ziduri îngropate)	0.6*H* sau minim 3 m
Ziduri cu înălțime sub 1.5 m	în funcție de situație

Încastrarea în terenul de fundare (Figura V-21), necesară pentru evitarea cedării locale prin poansonare și a curgerii pe sub baza zidului, depinde de:

- presiunea dată de structură,
- adâncimea de îngheț,
- pericolul de eroziune internă în cazul structurilor maritime sau fluviale,
- riscul de expunere a bazei zidului datorită excavațiilor.

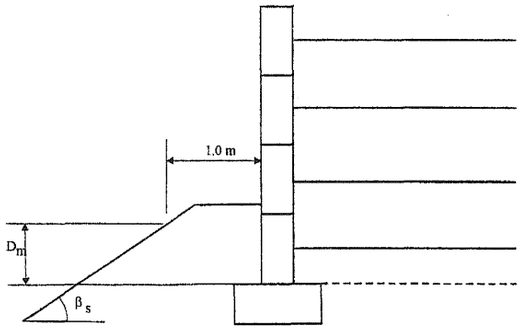


Figura V-21. Definirea încastrării în terenul de fundare

Adâncimea de încastrare trebuie să fie cel puțin egală cu adâncimea de îngheț, cu excepția situațiilor în care fundarea se face pe rocă sau pe elemente structurale de tipul radierelor, saltelelor sau pavajelor.

În Tabelul V-2 sunt date valori minime ale adâncimii de încastrare, valabile pentru terenuri bune de fundare şi structuri cu $L/H \geq 0.7$. Pentru terenuri moi vor fi adoptate valori mai mari ale adâncimii de încastrare. De asemenea, pentru structuri supuse acțiunii apei, vor fi luate în considerare valori mai mari ale adâncimii de încastrare.

Tabelul V-2. Valori minime ale adâncimii de încastrare

Condiții	Adâncime minimă de încastrare, D_m (m)
Ziduri de sprijin, $\beta_s = 0°$	$H/20$
Culei, $\beta_s = 0°$	$H/10$
Ziduri de sprijin, $\beta_s = 18°$ (1:3)	$H/10$
Ziduri de sprijin, $\beta_s = 27°$ (1:2)	$H/7$
Ziduri de sprijin, $\beta_s = 34°$ (2:3)	$H/5$

Notă: $D_m \geq$ adâncimea de îngheț

V.5.4 Verificarea stabilității externe

Ca şi în cazul structurilor de sprijin tradiționale, mecanismele potențiale de cedare sunt:

- alunecare pe talpă,
- răsturnare (limitarea excentricității),
- depăşirea presiunilor pe teren,
- pierderea globală a stabilității.

Datorită flexibilității structurilor din pământ armat, cedarea prin răsturnare este puțin probabilă. Cu toate acestea, analiza acestui mecanism de cedare şi impunerea unei excentricități maxime admise ajută la controlul deformațiilor laterale.

V.5.4.1 Verificarea stabilității la alunecare pe talpă

În această etapă se verifică dacă este asigurată stabilitatea contra alunecării structurii pe interfața dintre umplutura armată şi terenul de fundare.

Rezistența la alunecare trebuie să se bazeze pe proprietățile fie ale terenului, fie ale umpluturii, depinde care sunt mai slabe.

Alunecarea trebuie considerată pe straturile de armătură de la baza structurii sau între acestea.

Verificarea stabilității se face prin compararea forțelor orizontale destabilizatoare, care produc alunecarea cu cele rezistente, care se opun alunecării.

- stabilitatea la alunecare la contactul umplutură armată/teren

$$F_{s,al} = \frac{F_f}{H} \qquad \text{(Ec. V-5)}$$

unde:

F_f – forța de frecare dezvoltată pe talpa zidului, egală cu:

$$F_f = R_v \tan\phi + cL, \qquad \text{(Ec. V-6)}$$

R_v – rezultanta forțelor verticale,

ϕ –unghiul de frecare internă ai terenului sau pământului armat (care este mai slab),

c – coeziunea terenului sau a pământului armat,

L – lățimea efectivă a bazei structurii.

- stabilitatea la alunecare la contactul armătură/teren

$$F_{s,al} = \frac{F_f}{H} \qquad \text{(Ec. V-7)}$$

unde:

F_f – forța de frecare dezvoltată pe talpa zidului, egală cu:

$$F_f = R_v \tan\delta_a + c_a L, \qquad \text{(Ec. V-8)}$$

δ_a–unghiul de frecare dintre armătură şi teren,

c_a – adeziunea dintre teren şi armătură,

L – lățimea efectivă a bazei structurii.

V.5.4.2 Verificarea stabilității la răsturnare

Aşa cum a fost deja precizat, datorită flexibilității structurilor de pământ armat, răsturnarea nu reprezintă un mecanism critic de cedare.

În practica curentă de proiectare se calculează excentricitatea rezultantei forțelor verticale, care trebuie să fie mai mică decât *L*/6 pentru pământuri sau *L*/4 pentru roci, în caz contrar fiind necesară o lungime mai mare de armătură.

Pentru structurile ce pot fi considerate rigide, verificarea stabilității la răsturnare presupune compararea momentului forțelor destabilizatoare (forțele și parametrii geotehnici fiind afectați de factorii parțiali corespunzători) cu momentul forțelor rezistente față de punctul de la baza fațadei.

V.5.4.3 Verificarea presiunilor pe teren

Pentru calculul presiunilor pe teren se adoptă, de regulă, metoda Meyerhof (Figura V-22).

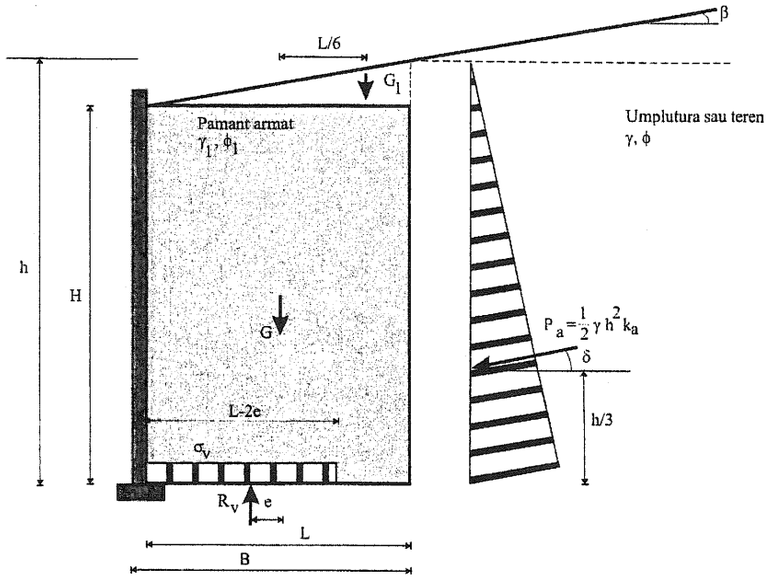


Figura V-22. Schema de calcul a presiunilor pe teren

Presiunea pe bază, σ_v, presupusă uniform distribuită, se calculează cu formula:

$$\sigma_v = \frac{R_v}{L-2e}, \qquad \textit{(Ec. V-9)}$$

unde:

R_v este rezultanta tuturor încărcărilor verticale (inclusiv suprasarcina, dacă există),

L – lățimea efectivă a bazei,

e – excentricitatea rezultantei R_v față de mijlocul bazei.

Presiunea adusă pe teren de structura de pământ armat trebuie comparată cu capacitatea portantă ultimă a terenului:

$$\sigma_v \le p_{cr} + \gamma_f D_m, \qquad \textit{(Ec. V-10)}$$

unde:

p_{cr} este presiunea critică, $p_{cr} = c_f N_c + \frac{1}{2}\gamma_f L N_\gamma$, *(Ec. V-11)*

c_f – coeziunea terenului de fundare,

γ_f – greutatea volumică a terenului de fundare,

N_γ și N_c – coeficienții de capacitate portantă,

D_m – adâncimea de încastrare a structurii.

Presiunea pe teren poate fi micșorată și, respectiv, presiunea critică mărită, prin lungirea armăturilor. Dacă nu se obțin rezultate satisfăcătoare sau costurile ar fi prea mari, trebuie considerată îmbunătățirea terenului prin compactare, înlocuirea stratului moale, realizarea de coloane de material granular etc.

V.5.4.4 Verificarea stabilității globale

Pentru verificarea stabilității globale trebuie luate în considerare toate suprafețele posibile de cedare, atât cele care sunt exterioare structurii, cât și cele care o intersectează (Figura V-23).

În cazul în care suprafața potențială de cedare intersectează structura, trebuie luată în considerare rezistența armăturilor.

Pentru structuri simple, cu geometrie rectangulară, cu distribuție relativ uniformă a armăturilor si cu o fațadă aproape de verticală, suprafețele de cedare ce trec atât prin zona armată, cât și prin cea nearmată nu sunt, în general, critice.

Analiza stabilității globale se face cu ajutorul metodelor ce admit suprafețe de cedare circular – cilindrice sau cu metoda penei.

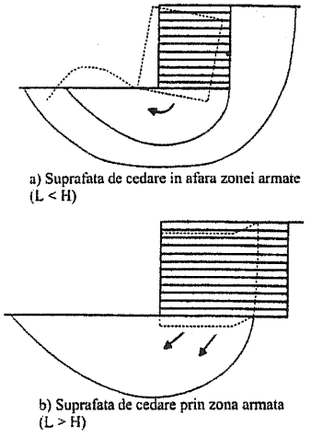


Figura V-23. Cedarea prin pierderea stabilității globale

V.5.4.5 Verificarea stabilității externe la solicitări seismice

În timpul cutremurului, masivul de teren sau umplutura din spatele structurii din pământ armat exercită o presiune P_s în plus față de presiunea activă în condiții statice, P_a, totalul împingerii obținut în condiții seismice fiind notat P_{as} (vezi capitolul I).

În plus, masa de pământ armat este supusă unei forțe de inerție în direcție orizontală:

$$F_i = k_h G, \qquad \text{(Ec. V-12)}$$

unde k_h este coeficientul seismic în direcție orizontală.

În cazul lucrărilor de sprijin, coeficientul k_h poate fi luat egal cu:

$$k_h = 0.5 k_s, \qquad \text{(Ec. V-13)}$$

unde k_s este coeficientul seismic.

Masa de pământ considerată a fi supusă forțelor inerțiale este cea figurată în Figura V-24, pentru cazul suprafeței orizontale a terenului și în Figura V-25, pentru cazul suprafeței înclinate a terenului.

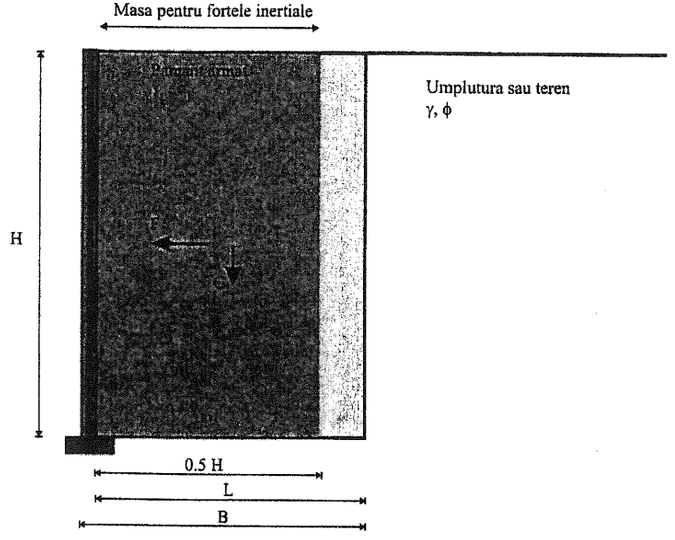
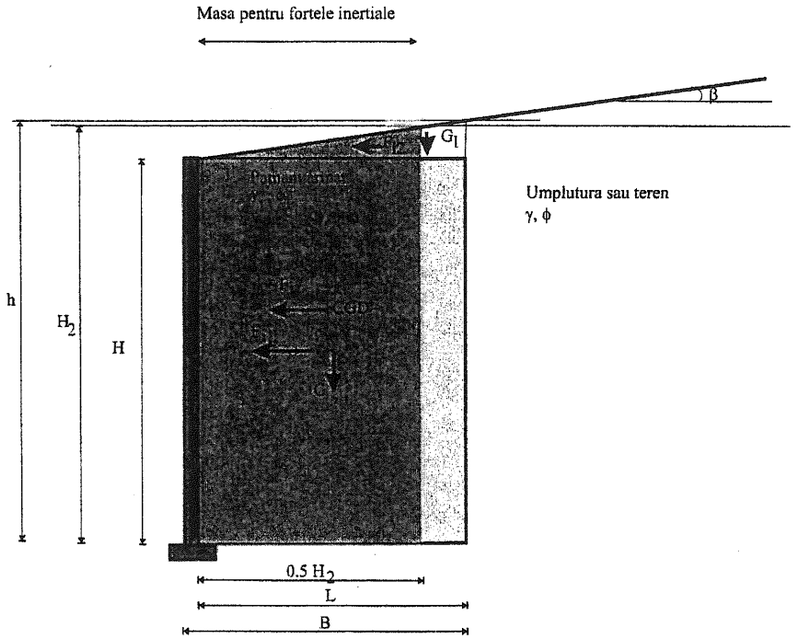


Figura V-24. Considerarea forțelor inerțiale în condiții dinamice – suprafață orizontală a terenului



CGD - centrul de greutate dinamic

Figura V-25. Considerarea forțelor inerțiale în condiții dinamice – suprafață înclinată a terenului

Cu notațiile din Figura V-25 rezultă:

$$H_2 = H + \frac{tg\beta \cdot 0.5H}{1 - 0.5tg\beta} \qquad \text{(Ec. V-14)}$$

$$F_i = F_{i1} + F_{i2}$$

F_{i1} este forța de inerție corespunzătoare masei de pământ armat,
F_{i2} este forța de inerție corespunzătoare umpluturii de pământ de deasupra masei armate,

$$F_{i1} = 0.5 k_h \gamma_1 H_2 H \qquad \text{(Ec. V-15)}$$

$$F_{i2} = 0.125 k_h \gamma_1 H_2^2 tg\beta$$

Se verifică stabilitatea externă ca și în cazul static.

Condiția de excentricitate devine în acest caz: $e \le \frac{L}{3}$, atât pentru pământuri, cât și pentru roci.

V.5.5 Verificarea stabilității interne

Cedarea internă a structurii de sprijin din pământ armat poate avea loc în două moduri (Figura V-26):

- eforturile de întindere din armături devin prea mari, astfel încât acestea suferă deformații prea importante sau cedează, ceea ce poate provoca deplasări importante sau chiar colapsul structurii;
- eforturile de în tindere din armături devin mai mari decât rezistența la smulgere a acestora. Smulgerea armăturilor determină creşterea eforturilor tangențiale din pământ, mărirea deplasărilor şi posibila cedare a structurii.

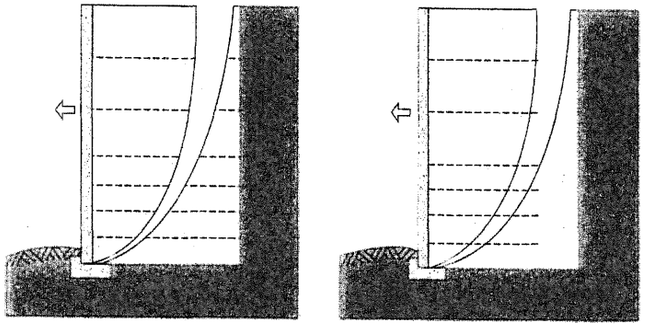


Figura V-26. Cedarea internă a structurilor de sprijin din pământ armat

Pentru verificarea stabilității interne a structurii trebuie parcurse următoarele etape:

1. alegerea tipului de armătură
2. alegerea distanței pe verticală între armături, în concordanță cu elementele de fațadă alese
3. calculul forței maxime de întindere pentru fiecare nivel de armătură, în condiții statice şi dinamice
4. calculul forței maxime de întindere la nivelul conexiunilor cu fațada
5. calculul rezistenței la smulgere la fiecare nivel de armătură

Aşa cum a fost deja precizat, metodele de proiectare diferă în funcție de caracterul extensibil sau inextensibil al armăturilor, pentru cele extensibile *utilizându-se „metoda penei ancorate", iar pentru cele inextensibile „metoda* gravității coerente".

V.5.5.1 Alegerea distanței dintre armături

Utilizarea unei secțiuni constante de armătură şi a unei aceleiaşi distanțe pe verticală între rândurile de armătură pe toată înălțimea structurii duce de obicei la o supra-armare la partea superioară față de necesar. De aceea, pentru o proiectare economică, se recomandă varierea distanței pe verticală între armături, respectând însă o distanță maximă de 800 mm.

Pentru armăturile discontinui, de tipul benzilor, distanța pe verticală poate fi menținută constantă, iar densitatea de armare este sporită pe înălțime prin mărirea numărului şi dimensiunilor armăturii.

Pentru armăturile continue se obişnuieşte varierea densității armăturii prin modificarea distanței dintre armături, mai ales dacă se utilizează întoarcerea la fața masivului, care se adaptează uşor la aceste variații. Limitele acceptabile pentru distanța dintre armături sunt legate de tehnologia de execuție – instalare şi compactare (de exemplu, distanța dintre armături se ia egală cu 1, 2 sau 3 ori grosimea unui strat elementar de compactare). Se poate, de asemenea, modifica rezistența la tracțiune, T a armăturilor, dacă tehnologia de întoarcere la fața masivului a armăturilor geosintetice cere o distanță constantă între armături.

Structurile de înălțime mică (în general mai mici de 5 m) sunt de obicei realizate cu armături având aceeaşi rezistență. Pentru înălțimi mai mari se pot utiliza materiale geosintetice de rezistențe diferite.

Pentru structurile cu fațade modulare, a căror conexiune cu masivul armat se face prin frecare, distanța maximă dintre armături este limitată la de 2 ori grosimea blocului de fațadă pentru a asigura stabilitatea acestuia. Rândul de sus de armătură trebuie să fie la jumătate din distanța dintre celelalte rânduri de armătură.

V.5.5.2 Metoda penei ancorate

A. Calculul forței maxime de întindere în armătură

Forța de întindere în armătura „i" este dată de trei componente:

i) Forța de întindere datorată greutății proprii a umpluturii armate şi suprasarcinii ce acționează la suprafața terenului, T_{i1} (Figura V-27).

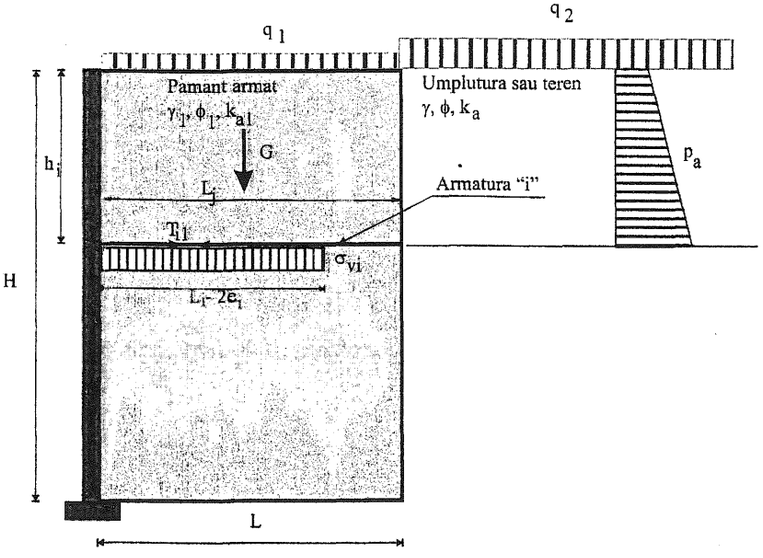


Figura V-27. Schema de calcul pentru forța de întindere în armătura „i" datorată greutății proprii şi suprasarcinii

$$T_{i1} = k_a \sigma_{vi} s_{vi}, \qquad \text{(Ec. V-16)}$$

unde:

σ_{vi} este presiunea la nivelul „*i*" conform distribuției Meyerhof,

$$\sigma_{vi} = \frac{R_{vi}}{L_i - 2e_i}, \qquad \text{(Ec. V-17)}$$

unde:

R_{vi} este rezultanta forțelor verticale la nivelul armăturii „*i*",
e_i este excentricitatea rezultantei R_{vi};
s_{vi} este distanța pe verticală între armături la nivelul „*i*",
L_i este lungimea armăturii „*i*".

ii) Forța de întindere datorată sarcinilor concentrate verticale (date de fundații de lățime *b*), T_{i2} (Figura V-28).

$$T_{i2} = k_a S_{vi} \frac{V}{D_i}, \text{ unde:} \qquad \text{(Ec. V-18)}$$

$$D_i = h_i + b, \text{ dacă } h_i \le 2d - b \qquad \text{(Ec. V-19)}$$

$$D_i = \frac{h_i + b}{2} + d, \text{ dacă } h_i > 2d - b \qquad \text{(Ec. V-20)}$$

iii) Forța de întindere datorată sarcinilor concentrate orizontale (date de fundații de lățime *b*), T_{i3} (Figura V-29).

$$T_{i3} = 2 s_{vi} \cdot H_0 \cdot Q(1 - h_i Q), \qquad \text{(Ec. V-21)}$$

unde:

$$Q = \frac{tg\left(45° - \frac{\phi_1}{2}\right)}{d + \frac{b}{2}}. \qquad \text{(Ec. V-22)}$$

Forța de întindere maximă din armătura „*i*", T_i este egală cu:

$$T_i = T_{i1} + T_{i2} + T_{i3}. \qquad \text{(Ec. V-23)}$$

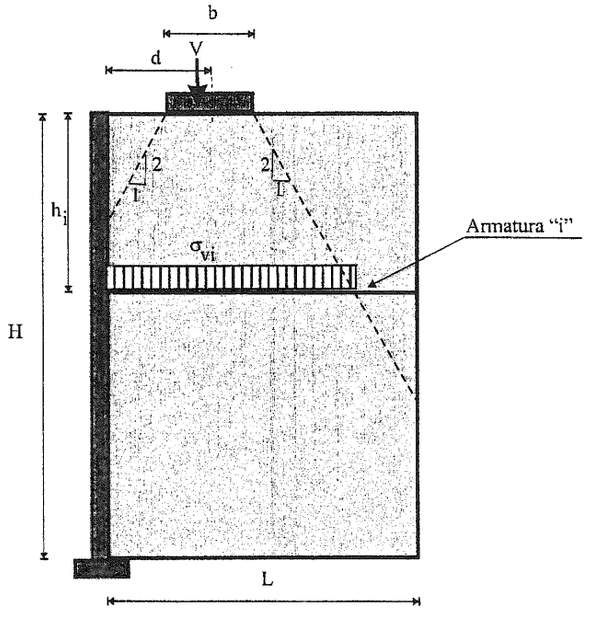


Figura V-28. Schema de calcul pentru forța de întindere în armătura „i" datorată unei forțe concentrate verticale (fundație)

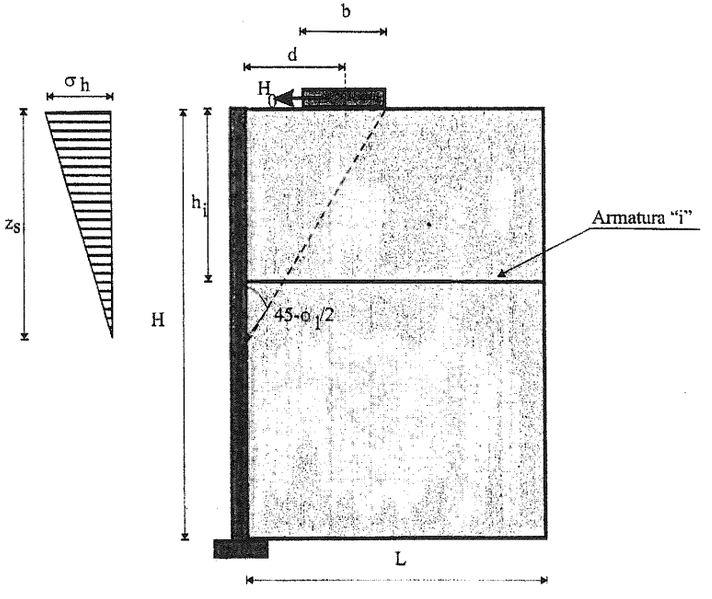


Figura V-29. Schema de calcul pentru forța de întindere în armătura „i" datorată unei forțe concentrate orizontale (fundație)

B. Verificarea armăturilor la rupere

Pentru verificarea stabilității interne a structurii din punctul de vedere al depășirii rezistenței armăturilor se compară rezistența de calcul la întindere, T_c cu rezistența maximă la întindere în armătura „*i*", T_i.

$$T_c \geq T_i. \qquad \textit{(Ec. V-24)}$$

C. Verificarea armăturilor la smulgere

Verificarea de stabilitate internă a structurii de sprijin din pământ armat la cedarea prin smulgerea armăturii este exprimată printr-o condiție impusă perimetrului P_i al armăturii „*i*":

$$P_i \geq \frac{T_i}{tan\,\delta_a L_{pi}(\gamma_1 h_i + q) + c_a L_{pi}}, \qquad \textit{(Ec. V-25)}$$

unde:

P_i – perimetrul armăturii „*i*", egal cu lățimea totală orizontală a fețelor superioară și inferioară ale armăturii „*i*", pe metru liniar de zid,

T_i – forța maximă de întindere în armătura „*i*", calculată anterior

$\tan\delta_a$ - coeficientul de frecare dintre armătură și pământ,

L_{pi} – lungimea armăturii „*i*" în zona pasivă (rezistentă) a masivului din spatele structurii (Figura V-30),

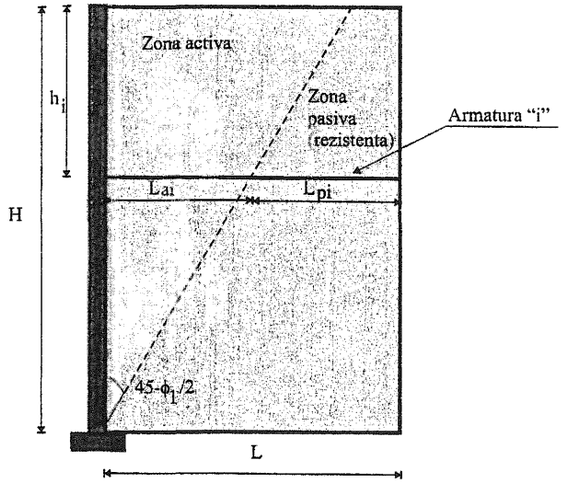


Figura V-30. Definirea zonelor activă și rezistentă

q – suprasarcina permanentă,

c_a – adeziunea armătură/teren.

D. Verificarea stabilității pe plane înclinate

În plus față de analiza mecanismelor interne de întindere, este de asemenea necesar de a lua în considerare posibilitatea formării unor plane înclinate de cedare, care alcătuiesc prisme (pene) de pământ instabile (Figura V-31).

Planele de cedare trebuie căutate pentru fiecare punct semnificativ (a, b, c... în Figura V-31).

Principalele ipoteze sunt:

- fiecare prism (pană) de pământ se comportă ca un corp rigid;
- se neglijează frecarea dintre umplutură și fațadă;
- planele potențiale de cedare nu trec prin zona de contact cu o structură care se află la partea superioară a zidului.

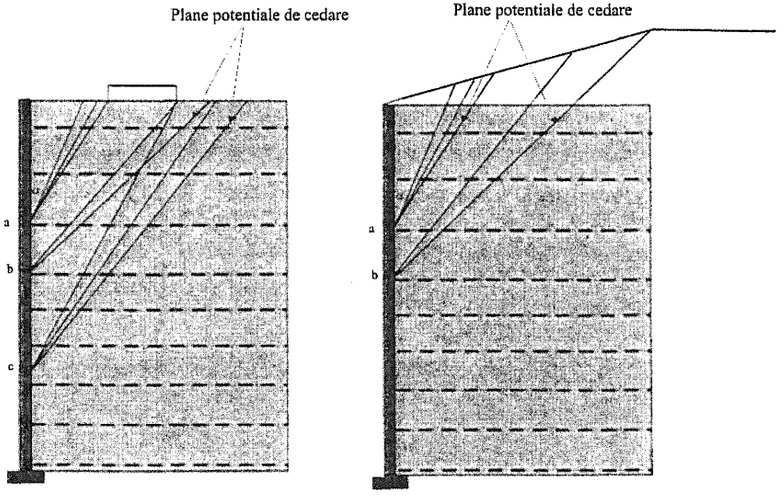


Figura V-31. Plane potențiale de cedare în analiza stabilității interne

Forțele care se iau în considerare sunt (Figura V-32):

- greutatea proprie a umpluturii din cadrul prismului analizat;
- încărcări exterioare uniform distribuite;
- încărcări exterioare concentrate orizontale și verticale;
- forțele rezistente pe planul potențial de cedare;
- reacțiunea normală pe planul de cedare.

Pentru fiecare punct trebuie stabilită valoarea maximă a forței T prin analizarea mai multor plane potențiale de cedare. Valoarea maximă a lui T și unghiul α de înclinare a planului de cedare corespunzător sunt utilizate pentru calculul rezistența grupului de armături din prismul analizat (Figura V-33).

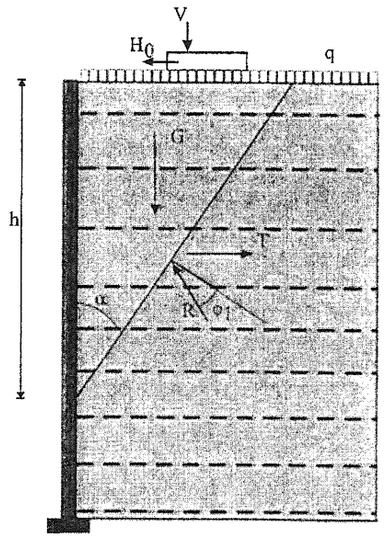


Figura V-32. Schema de calcul pentru stabilitatea penelor

Pentru cazul în care umplutura este din material granular şi nu există decât sarcini exterioare uniform distribuite, se poate considera $\alpha = 45°-\phi_1/2$.

Pentru cazuri mai complexe nu se pot dau indicații referitoare la unghiul planului potențial de cedare sau la numărul de puncte necesar a fi investigate pentru a determina valoarea maximă a forței *T*.

Rezistența totală oferită de straturile de armătură din prismul analizat trebuie să îndeplinească următoarea relație:

$$\sum_{i=1}^{n} T_{ci} \geq T \qquad \text{(Ec. V-26)}$$

sau:

$$\sum_{i=1}^{n} \left[P_i L_{pi} \left(\tan\delta_a \gamma h_i + \tan\delta_a q + c_a\right)\right] \geq T, \qquad \text{(Ec. V-27)}$$

unde:

T_{ci} este valoarea de calcul a rezistenței la tracțiune a armăturii „*i*",

P_i este perimetrul armăturii „*i*", egal cu lățimea totală orizontală a fețelor superioară şi inferioară a armăturii „*i*", pe metru liniar de zid,

L_{pi} este lungimea armăturii în zona rezistența (pasivă) a masivului,

q este suprasarcina permanentă,

$\tan\delta_a$ este unghiul de frecare armătură/teren,

c_a este adeziunea armătură/teren.

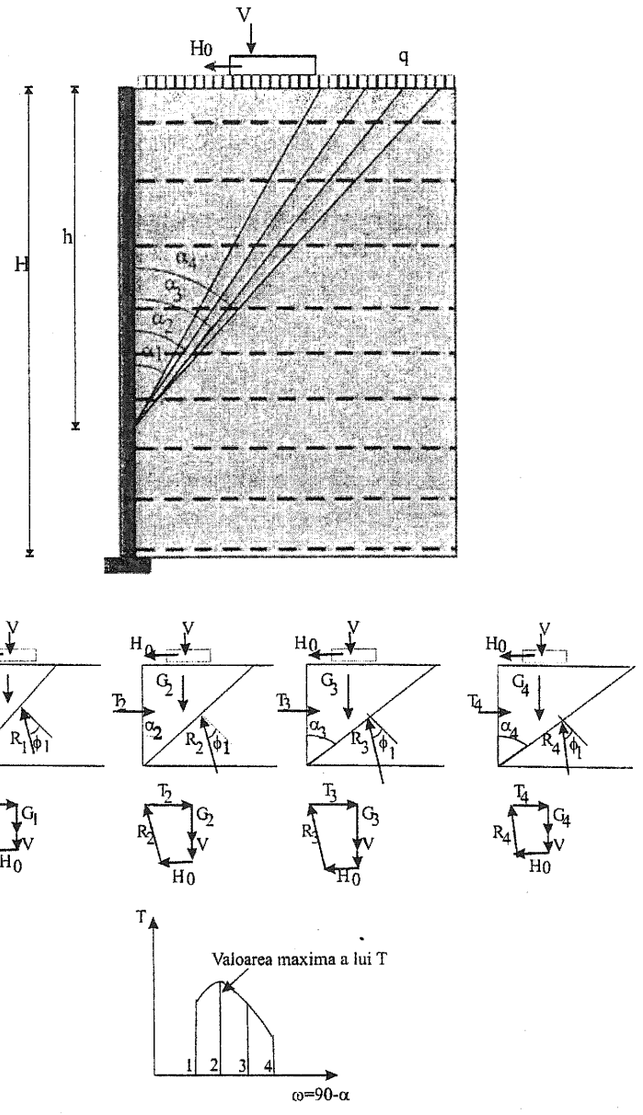


Figura V-33. Analiza stabilității interne cu ajutorul prismelor de pământ

V.5.5.3 Metoda gravității coerente

A. <u>Calculul forței de întindere în armătură</u>

Forța de întindere în armătura „*i*" este dată de trei componente:

i) Forța de întindere datorată greutății proprii a umpluturii armate și suprasarcinii ce acționează la suprafața terenului, T_{i1} (Figura V-34).

$$T_{i1} = k\sigma_{vi}s_{vi}, \qquad \text{(Ec. V-28)}$$

unde:

k este coeficientul împingerii determinat conform Figura V-19,
σ_{vi} este presiunea la nivelul „i" conform distribuției Meyerhof,

$$\sigma_{vi} = \frac{R_{vi}}{L_i - 2e_i}, \qquad \text{(Ec. V-29)}$$

unde:

R_{vi} este rezultanta forțelor verticale la nivelul armăturii „i", afectată de factorii parțiali ai încărcărilor,
e_i este excentricitatea rezultantei R_{vi};
s_{vi} este distanța pe verticală între armături la nivelul „i",
L_i este lungimea armăturii „i".

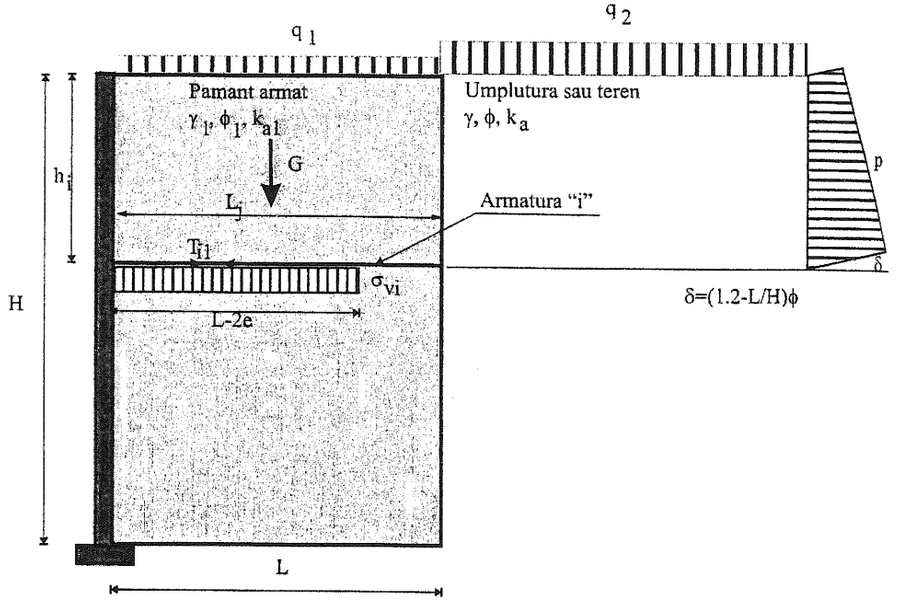


Figura V-34. Schema de calcul pentru forța de întindere în armătura „i" datorată greutății proprii și suprasarcinii – metoda gravității coerente

ii) Forța de întindere datorată sarcinilor concentrate verticale (date de fundații), T_{i2} (Figura V-35).

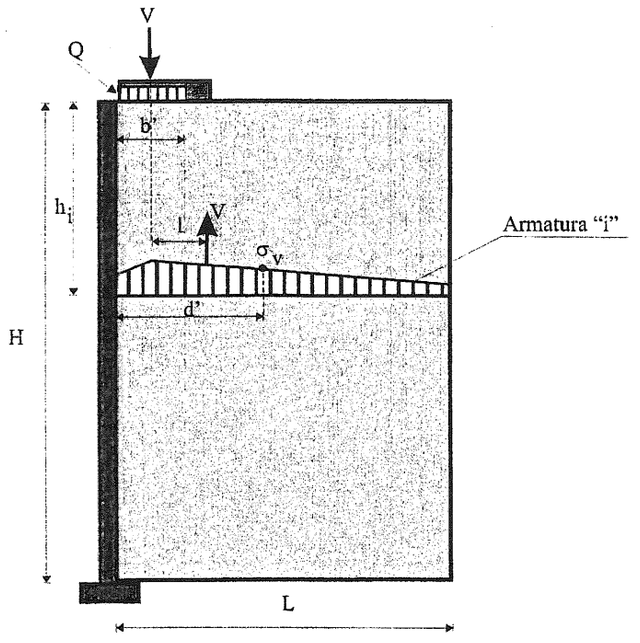


Figura V-35. Schema de calcul pentru forța de întindere în armătura „i" datorată unei forțe concentrate verticale (fundație)- metoda gravității coerente

$$T_{i2} = k\sigma_v(h_i, d')s_{vi}, \qquad \text{(Ec. V-30)}$$

unde:

$$\sigma_v(h_i, d') = \frac{Q}{2}\left[F_B\left(\frac{d'+b'}{h_i}\right) - F_B\left(\frac{d'-b'}{h_i}\right)\right], \qquad \text{(Ec. V-31)}$$

unde:

F_B este o funcție egală cu:

$$F_B = \frac{2}{\pi}\left[\frac{X}{1+X^2} + \tan^{-1}(X)\right], \text{ cu } \tan^{-1}(X) \text{ în radiani, unde:} \qquad \text{(Ec. V-32)}$$

X este egal cu $\frac{d'+b'}{h_i}$ și $\frac{d'-b'}{h_i}$,
Q este presiunea pe talpa fundației,
s_{vi} este distanța pe verticală între armături la nivelul „i".

Pentru fiecare nivel h_i se poate calcula σ_v pentru diferite valori ale distanței d', deoarece efortul vertical variază în lungul armăturii. Valoarea efortului σ_v considerată

relevantă (de exemplu, cea maximă) va fi utilizată apoi pentru calculul forței de tracțiune în armătură.

iii) Forța de întindere datorată sarcinilor concentrate orizontale (date de fundații de lățime b), T_{i3} (Figura V-36):

$$T_{i3} = \frac{Hs_{vi}}{d+\frac{b}{2}}\left(1-\frac{h_i}{d+\frac{b}{2}}\right), \qquad \text{(Ec. V-33)}$$

unde:

H este forța orizontală,
s_{vi} este distanța pe verticală între armături la nivelul „i".

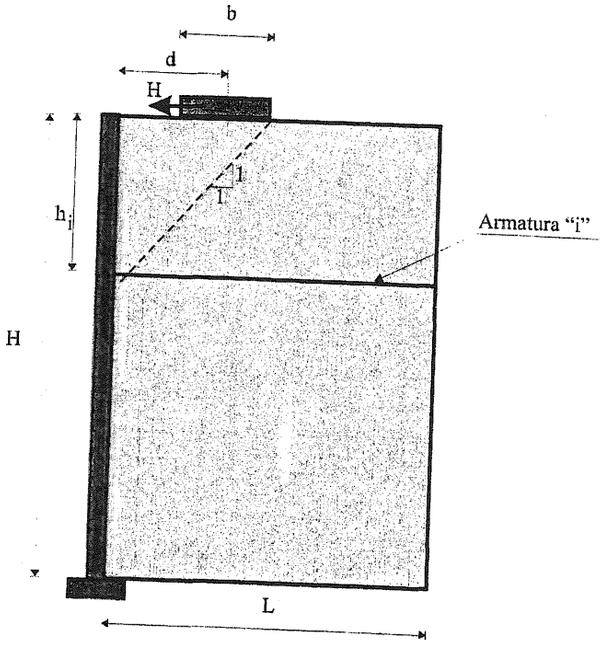


Figura V-36. Schema de calcul pentru forța de întindere în armătura „i" datorată unei forțe concentrate orizontale (fundație)- metoda gravității coerente

Forța de întindere maximă din armătura „i", T_i este egală cu:

$$T_i = T_{i1} + T_{i2} + T_{i3}. \qquad \text{(Ec. V-34)}$$

Valorile T_{i2} și T_{i3} nu iau în considerare o distribuție longitudinală a forțelor, paralela cu fațada structurii. Pentru o analiză mai riguroasă se poate considera:

- pentru $0 < h_i < 0.75L'$, o distribuție longitudinală cu o pantă de 1:4 (V:H),
- pentru $h_i > 0.75L'$, o distribuție longitudinală cu o pantă de 3:4 (V:H),

unde L' este lungimea fundației.

Linia de întindere maximă pentru o structură de sprijin armată cu materiale inextensibile poate fi considerată o spirală logaritmică (Figura V-37).

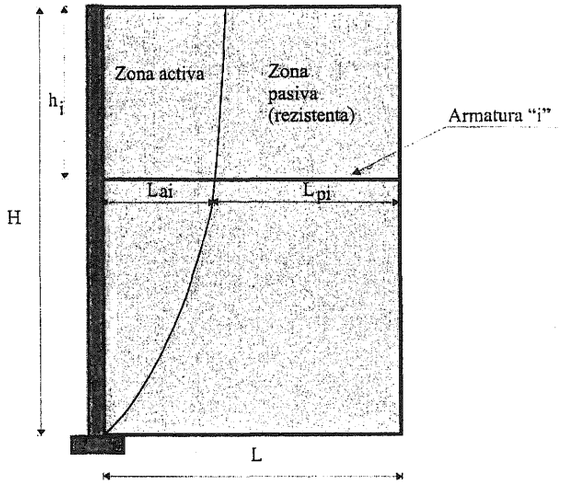


Figura V-37. Linia de întindere maximă – metoda gravității coerente

Pentru calcul, în cazul în care nu există o fundație la partea superioară a structurii, această linie poate fi simplificată așa cum este arătat în Figura V-38. Linia astfel obținută va fi numită „linia 2".

Atunci când structura suportă și o fundație, existența acesteia influențează poziția liniei 2 de întindere maximă. Dacă fundația este amplasată dincolo de linia 2, se presupune că partea superioară a liniei 2 se închide în punctul în care se termină fundația, fără însă a depăși o linie de tensiune maximă definită pentru o structură de înălțime echivalentă H_m. H_m este maximul dintre H și H_1+Q_m/γ, unde Q_m este presiunea medie pe o lățime egală cu $0.5H_1$ în spatele fațadei, calculată cu metoda Meyerhof.

În cazul existenței fundației la partea superioară a structurii, trebuie luată în considerare o a doua linie de întindere maximă, numită „linia 1" (Figura V-39). Întinderea maximă într-o armătură se determină la intersecția fie cu linia 1, fie cu linia 2. Pentru calcul, se poate adopta simplificarea liniei 1 conform Figura V-40.

Valoarea T_i calculată prin însumarea diverselor efecte reprezintă forța maximă de întindere în armături.

Forța de întindere variază însă de-a lungul armăturii, de aceea ea va fi calculată în 3 puncte:

- la nivelul fațadei: $T_i = a_0 T_{i1} + T_{i2} + T_{i3}$, *(Ec. V-35)*
- de-a lungul liniei 1: $T_i = a_1 T_{i1} + T_{i2} + T_{i3}$, *(Ec. V-36)*
- de-a lungul liniei 2: $T_i = T_{i1} + T_{i2} + T_{i3}$, *(Ec. V-37)*

unde a_0 şi a_1 sunt variabile care iau următoarele valori în cazul unei fațade articulate:

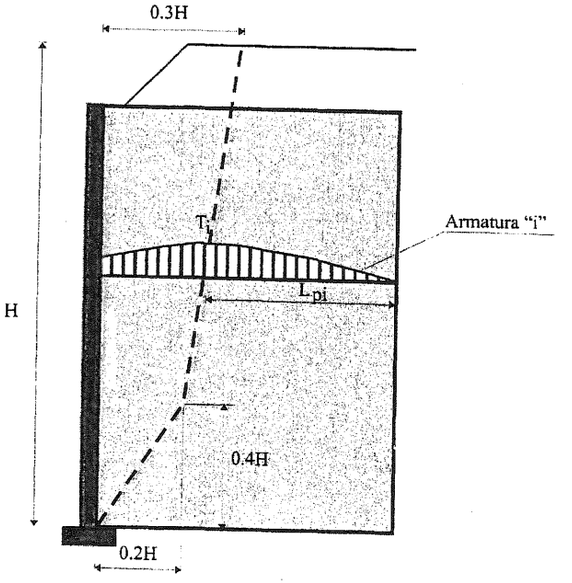


Figura V-38. Linia de întindere maximă în cazul inexistenței unei fundații – metoda gravității coerente

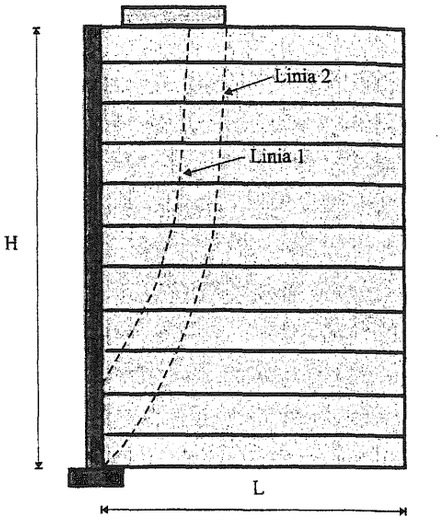


Figura V-39. Linii de întindere maximă în cazul existenței unei fundații – metoda gravității coerente

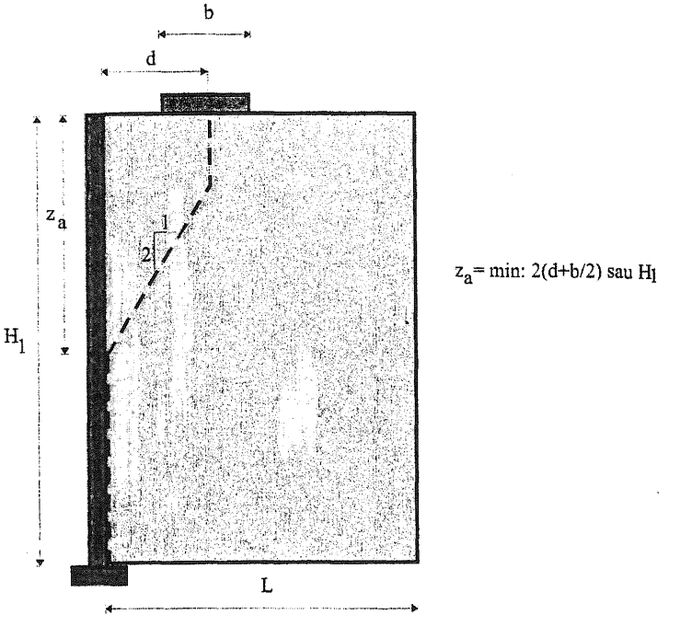


Figura V-40. Definirea liniei 1 de întindere maximă – metoda gravității coerente

$a_0 = 0.85$, dacă $h_i \leq z_2$,
$a_0 = 1 - 0.15(H_1 - h_i)/(H_1 - z_2)$, dacă $h_i > z_2$,

$a_1 = 1$, dacă $h_i \le z_1$,
$a_1 = a_0 + (1 - a_0)(z_0 - h_i)/(z_0 - z_1)$, dacă $z_1 < h_i < z_0$,
$a_1 = a_0$, dacă $h_i \ge z_0$,

unde:

z_0 este minimul dintre $(d + b/2)$ şi H_1,
z_1 este egal cu lățimea b a fundației,
z_2 este egal cu $1.5(H_1/2 - z_{activ})$,
z_{activ} este adâncimea zonei active sub fundație.

B. Verificarea armăturilor la rupere

Se compară rezistența de calcul la întindere, T_c cu forța de întindere din armătură calculată anterior:

$$T_c \ge T_i. \qquad \text{(Ec. V-38)}$$

C. Verificarea armăturilor la smulgere

Se verifică următoarea relație:

$$T_i \le 2B \tan\delta_a \int_{L-L_{ai}}^{L} \sigma_v(x)dx, \qquad \text{(Ec. V-39)}$$

unde:

T_i este forța de întindere din armătură,
B este lățimea armăturii,
L este lungimea totală a armăturii,
L_{ai} este lungimea armăturii „i" în zona rezistentă, dincolo de linie de întindere maximă considerată,
$\sigma_v(x)$ este efortul vertical în lungul armăturii, la distanța x.

D. Verificarea stabilității globale interne

Atunci când structurile au o geometrie mai deosebită sau trebuie să preia încărcări concentrate este necesară verificarea stabilității pe plane înclinate, ca şi în cazul metodei penei ancorate.

E. Verificarea stabilității interne la acțiuni seismice

Sporul de forță de tracțiune indus de seism, T_{seism} poate fi calculat cu următoarea formulă (Figura V-41):

$$T_{seism} = F_i \cdot \frac{L_{pi}}{\sum_{i=1}^{n} L_{pi}} \qquad \text{(Ec. V-40)}$$

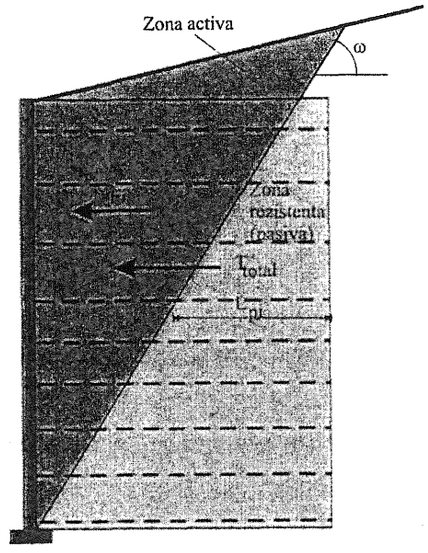


Figura V-41. Stabilitatea internă în condiții seismice

Forța totală de tracțiune este deci:

$$T_{total} = T_{max} + T_{seism} \qquad \text{(Ec. V-41)}$$

În continuare se verifică stabilitatea internă aşa cum a fost precizat mai sus.
Pentru verificarea armăturilor la smulgere coeficientul de frecare trebuie diminuat cu 20%.

V.5.6 Structuri de sprijin suprapuse

Pentru proiectarea structurilor de sprijin suprapuse se vor aplica următoarele principii (Figura V-42):

Pentru $D > \frac{H_1 + H_2}{20}$: $L_1 \ge 0.7H_1$ şi $L_2 \ge 0.6H$.

În cazul în care $D > H_2 \tan(90 - \phi_1)$, cele două structuri se proiectează separat, conform principiilor deja prezentate.

Dacă $D \le \frac{H_1 + H_2}{20}$, se proiectează ca o singură structură cu înălțimea H.

În analiza de stabilitate externă a structurii inferioare, structura superioară va fi considerată ca o suprasarcină.

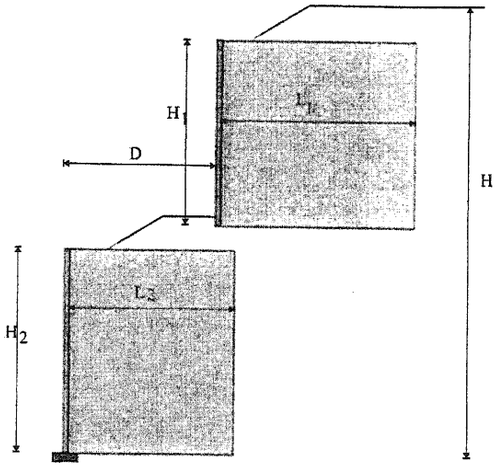
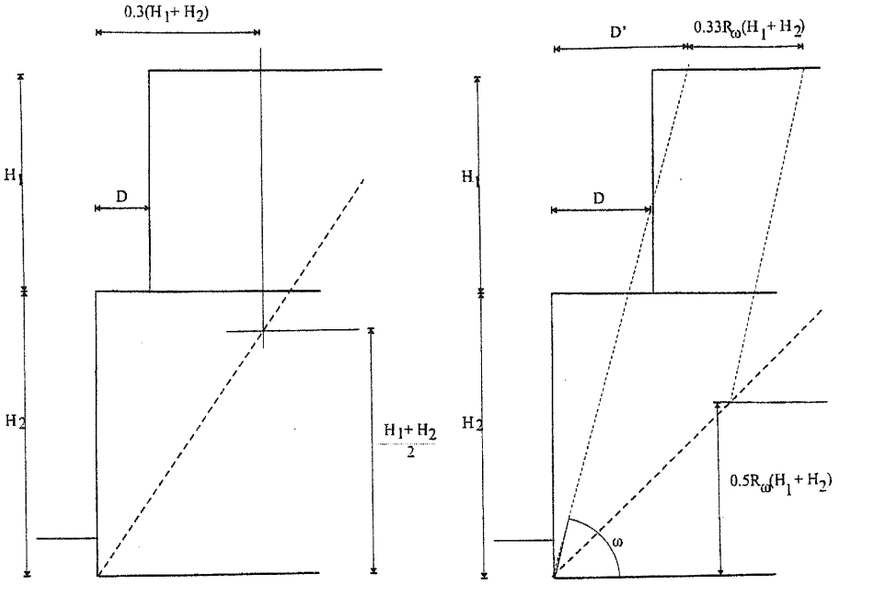


Figura V-42. Proiectarea zidurilor suprapuse

Pentru evaluarea stabilității interne, se pot lua în considerare următoarele plane de întindere maximă (Figura V-43):



$$\frac{H_1+H_2}{20} < D \le H_2 \tan\left(45° - \frac{\phi_1}{2}\right)$$

$$D \le \frac{H_1+H_2}{2} \quad \text{(Ec. V-42)} \qquad D' = 2D\frac{H_1}{H_1+H_2} \quad \text{(Ec. V-43)}$$

$$R_\omega = \frac{\theta - \phi_1}{90 - \phi_1}$$

Figura V-43. Plane de tracțiune maximă pentru structuri suprapuse

V.5.7 Structuri de sprijin gemene (*back –to – back walls*)

Se deosebesc două cazuri (Figura V-44):

Cazul 1. Baza totală a celor două structuri este suficient de mare pentru ca cele două structuri să fie proiectate independent.

Dacă $D < H\tan\left(45° - \frac{\phi}{2}\right)$, presiunea activă a pământului nu se poate mobiliza integral, de aceea în calcule trebuie aplicat un coeficient de reducere.

Presiunea activă se dezvoltă în întregime pentru $D > H\tan\left(45° - \frac{\phi}{2}\right)$.

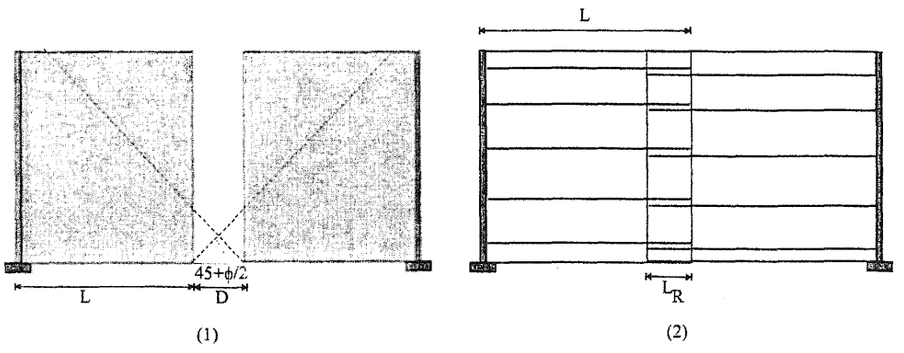


Figura V-44. Structuri de sprijin gemene (back-to-back walls)

Cazul 2. Dacă distanța pe care se suprapun armăturile, $L_R > 0.3H_2$ (unde H_2 este cea mai mică dintre înălțimile celor două structuri), nu se va lua în considerare nici o presiune a pământului. Proiectanții sunt tentați în acest caz să folosească armături continui între cele două fațade, ceea ce implică o modificare totală a deformațiilor structurii și forțe de întindere mai mari, astfel încât metodele de calcul prezentate în acest ghid nu mai sunt valabile. Pentru cazul în care structurile se găsesc în zone cu risc seismic, se recomandă ca distanța dintre cele două fațade să fie de (1.1 – 1.2)*H*.

Pentru geometrii intermediare între cele două cazuri, presiunea pământului se interpolează liniar între 0 și P_a.

BIBLIOGRAFIE

1. Bowles, J. E. (1988) - *Foundation analysis and design*, International edition, McGraw – Hill, 1004 p.
2. Brandl, H. (1980, 1982, 1984) – *Raumgitter-Stützmauern*, no. 141, 208 şi 251, Seria „Straßenforschung", Bundesministerium für Bauten und Technik, Vienna
3. Brandl, H. (1987)- *Retaining walls and other restraining structures*, Ed. F.G. Bell, 34 p.
4. Bucur, M. (2004) – Contribuții la metodele de proiectare a lucrărilor de combatere a alunecărilor de teren, teză de doctorat UTCB, 345 p.
5. *Elaborare metodă de proiectare a elementelor verticale de consolidare a terenurilor alunecătoare din schelele petroliere*, contract Institutul de Construcții Bucureşti P4/1987
6. GP 093-06 – *Ghid privind proiectarea structurilor din pământ armat cu materiale geosintetice şi metalice*
7. Ito, T., Matsui, T. (1975) – *Methods toe stimate lateral force acting on stabilizing piles*, Soils and foundations, vol. 15, no. 4, dec. 1975, pp. 44 – 59
8. Manea, S. (1998) – *Evaluarea riscului de alunecare a versanților*, Ed. Conspress, 192 p.
9. Manoliu, I. (1983) – *Fundații şi procedee de fundare*, Ed. Didactică şi Pedagogică, 605 p.
10. Marcu, A., Comeagă, L. (1991) - *Îndrumător pentru proiectarea fundațiilor pe piloți*, ICB, 47 p.
11. Marinescu, C. (1988) – *Asigurarea stabilității terasamentelor şi versanților*, Ed. Tehnică, vol. 1 şi 2
12. Masterton G.G.T., Mair, A.J. şi alții (1995) – A literature and design review of crib wall systems, Transport Research Laboratory report no. 131, 69 p.
13. NP 075-02 - *Normativ pentru utilizarea materialelor geosintetice la lucrările de construcții*
14. P106-85 – *Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea şi executarea baretelor pentru fundarea construcțiilor*
15. Pârpăriță, E. (1992) – *Contribuții la concepția şi calculul piloților utilizați în terenuri alunecătoare la sondele şi conductele petroliere*, manuscris
16. Păunescu, M., Pop, V., Silion, T. (1982) – *Geotehnică şi fundații*, Ed. Didactică şi Pedagogică, 552 p.
17. Rădulescu, N. (1998) – *Fundații de adâncime. Parametri caracteristici de interacțiune*, Ed. Conspress, 176 p.

18. *Slope stability 2000* (2000), Ed. Griffiths, D.V. et al., Geotechnical Special Publication ASCE no.101
19. SR EN 1995-1-1:2004 – *Eurocod 5. Proiectarea structurilor din lemn. Partea 1-1. Generalități. Reguli comune şi reguli pentru clădiri.*
20. STAS 2561-3 – *Teren de fundare. Piloți. Prescripții generale de proiectare.*
21. STAS 3300/1-85 – *Teren de fundare. Principii generale de calcul.*
22. STAS 856 – 71 – Construcții de lemn. Prescripții pentru proiectare
23. Tomlinson, M. J. (1969) – *Proiectarea şi executarea fundațiilor*, traducere din limba engleză (1974), Ed. Tehnică, 700 p.

21,00